

Alma Mater Studiorum – Università di Bologna

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA,
AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

in

Progetto di Strutture in Legno M

**CALIBRAZIONE DI UN MODELLO A TELAIO
EQUIVALENTE PER L'ANALISI DI PARETI IN CLT
SOGGETTE AD AZIONI NEL PIANO**

Candidato:

Luca Barbarossa

Relatore:

Prof. Ing. **Luca Pozza**

Correlatore:

Ing. **Francesca Ferretti**

Sessione III

Anno Accademico 2019-2020

Sommario

ABSTRACT.....	4
1. INTRODUZIONE.....	5
2. COSTRUZIONI IN MURATURA.....	8
2.1. Risposta sismica degli edifici in muratura.....	8
2.1.1. Comportamento degli elementi verticali.....	8
2.1.2. Comportamento degli elementi orizzontali.....	13
3. COSTRUZIONI IN LEGNO.....	16
3.1. Generalità.....	16
3.2. Caratteristiche legno netto e in dimensione d'uso.....	17
3.3. Legno lamellare incollato.....	18
3.4. Pannelli CLT.....	19
3.4.1. Caratteristiche geometriche.....	20
3.4.2. Caratteristiche meccaniche.....	21
3.5. Classificazione degli edifici in legno.....	22
3.6. Risposta sismica degli edifici in legno.....	22
3.6.1. Comportamento del materiale per sollecitazioni sismiche.....	22
3.6.2. Edifici a pannelli in CLT.....	24
4. ANALISI PUSHOVER NELLA PROGETTAZIONE ANTISISMICA.....	26
5. MODELLO DI EDIFICI IN MURATURA A TELAIO EQUIVALENTE.....	31
5.1. Parete in muratura a tre piani.....	35
6. MODELLO DI EDIFICI IN CLT A TELAIO EQUIVALENTE.....	41
6.1. Singolo pannello in CLT.....	43
6.1.1. Caso 1 (rottura per pressoflessione).....	49
6.1.2. Caso 2 (rottura per taglio).....	51
6.2. Maschi accoppiati a fasce di piano.....	55
6.3. Parete in CLT a tre piani.....	59
6.3.1. Conessioni con elevata resistenza.....	61

6.3.2.	Connessioni con bassa resistenza.....	64
6.3.3.	Confronto tra pareti con connessioni ad elevata e bassa resistenza	67
6.3.4.	Confronto tra parete in CLT e parete in muratura	68
6.4.	Parete in CLT accoppiata a parete in muratura	68
6.4.1.	Confronto tra pareti accoppiate e singole pareti murarie e in CLT	75
7.	CASI DI STUDIO.....	77
7.1.	Descrizione caso di studio.....	77
7.1.1.	Inquadramento dell’edificio esistente	77
7.1.2.	Analisi dei carichi	80
7.1.3.	Edificio esistente con l’aggiunta di pareti in muratura	82
7.1.4.	Edificio esistente con l’aggiunta di pareti in CLT	83
7.1.5.	Solai infinitamente rigidi e solai deformabili	84
7.1.6.	Modellazione casi di studio.....	85
7.1.7.	Analisi effettuate	90
7.2.	Risultati ottenuti	92
7.2.1.	Edificio esistente in muratura	93
7.2.2.	Edificio esistente in muratura con l’aggiunta di tre pareti in muratura	101
7.2.3.	Edificio esistente in muratura con l’aggiunta di una parete in muratura	108
7.2.4.	Edificio esistente in muratura con l’aggiunta di tre pareti in CLT	117
7.2.5.	Edificio esistente in muratura con l’aggiunta di una parete in CLT	137
7.3.	Osservazioni Conclusive	159
8.	CONCLUSIONI.....	166
	BIBLIOGRAFIA	167

ABSTRACT

L'obiettivo principale del presente elaborato è lo studio di interventi di miglioramento sismico per edifici in muratura, caratterizzati da una configurazione in pianta allungata e dall'assenza di tamponature interne a seguito delle modificazioni subite nei secoli o decenni precedenti. In particolare, tali interventi prevedono la messa in opera di pareti di tamponamento in muratura o in CLT (Cross Laminated Timber), a ripristinare la geometria originale della costruzione. A tale scopo, sono state eseguite analisi statiche non lineari su un edificio, preso come caso studio, nello stato di fatto e nello stato di progetto, analizzando diverse possibili configurazioni delle pareti di tamponamento.

Le tipologie costruttive considerate nella tesi sono quelle in muratura e in CLT, aventi caratteristiche meccaniche molto differenti tra loro: la muratura è caratterizzata da un comportamento rigido e da una rottura fragile mentre il CLT, grazie all'ausilio delle connessioni, è caratterizzato da un comportamento meno rigido e più duttile.

Ai fini della modellazione dei citati interventi di miglioramento, un aspetto cruciale del lavoro ha riguardato la calibrazione e validazione di un modello a telaio equivalente per le pareti in CLT da poter applicare per la modellazione dell'edificio in esame. La modellazione a telaio equivalente è, infatti, ampiamente utilizzata nel campo delle analisi statiche non lineari su edifici in muratura, con risultati affidabili per strutture regolari e con un numero non elevato di piani

Per la calibrazione del modello e dei legami costitutivi delle cerniere fenomenologiche da associare alle modalità di rottura dei pannelli in CLT, si è partiti dal caso di un singolo pannello in CLT e si sono poi analizzati casi via via più complessi, fino ad arrivare a studiare l'interazione tra una parete in CLT e una in muratura.

Successivamente alla validazione del modello, effettuata tramite confronto con alcuni risultati dalla letteratura, esso è stato applicato su un caso di studio di un edificio in muratura, avente le caratteristiche descritte in precedenza. Le configurazioni di progetto considerate prevedevano l'inserimento di una o più pareti in muratura o in CLT al fine di analizzare i benefici offerti da questi interventi in termini di risposta strutturale. Si è inoltre analizzata la presenza di solai rigidi o deformabili. Dal confronto dei risultati ottenuti si evince che la presenza di pareti in CLT con entrambi i tipi di solai, rispetto a quella di pareti in muratura, contribuisce ad incrementare sia la resistenza massima della struttura che la duttilità, ritardando lo snervamento e la crisi delle pareti stesse in muratura.

Keywords: pareti in muratura, pareti in CLT, comportamento sismico, modellazione, progettazione.

1. INTRODUZIONE

In questa tesi si pone l'attenzione su due tipologie di strutture: in muratura e in legno.

Gli edifici in muratura sono molto comuni sul territorio italiano e molti sono edifici storici; per questo soprattutto negli ultimi anni ci si è molto concentrati a studiare metodologie di intervento di ristrutturazione e di consolidamento per renderli idonei a resistere ai carichi statici e dinamici assoggettati.

In seguito agli eventi sismici che hanno colpito alcune regioni del nostro paese negli ultimi anni è diventato sempre più attuale il tema del miglioramento sismico degli edifici esistenti.

Dall'osservazione dei danni e dei quadri di dissesto post-sisma è stato possibile constatare che, se non sono state eseguite modificazioni sulla struttura, al ripetersi delle sollecitazioni il suo comportamento tende a riprodursi anche a distanza di anni, riproponendo i danni già manifestati in passato.

I diversi eventi sismici e i danni riparati solo parzialmente, con il passare degli anni, producono nella fabbrica un danno cumulato.

Obiettivo del progetto di intervento dovrà essere quello di ristabilire un'efficienza strutturale venuta meno nel tempo.

Un intervento che mira a migliorare la risposta sismica degli edifici esistenti consiste nella solidarizzazione dei solai e delle strutture di copertura alla scatola muraria allo scopo di eliminare i cinematici fuori piano, problematica ricorrente che si è manifestata in numerosi edifici colpiti dai recenti eventi sismici.

La composizione dei solai, in particolare la loro rigidità di piano e il grado di connessione alle murature perimetrali, è uno dei principali parametri che influenza la risposta globale degli edifici in esame.

Questo significa che il loro compito è quello di: stabilizzare le pareti investite dal sisma fuori piano ad evitare ribaltamenti delle stesse, riportare alle pareti di controvento le azioni orizzontali e dissipare energia preservando il più possibile le strutture murarie verticali.

È importante quindi la corretta progettazione degli interventi di consolidamento dei diaframmi e in particolare la corretta valutazione della rigidità da assegnare agli stessi in modo da ottenere dei risultati verosimili.

Questo risulta essere un dato assai incerto confermato dalla molteplicità di valori sperimentali proposti nella letteratura specifica.

Gli edifici in legno oggi sono sempre più comuni in Italia, fino a qualche anno fa il legno era considerato come un materiale di nicchia e veniva impiegato per la sostituzione di elementi lignei

antichi degradati o, nell'ambito delle costruzioni moderne, per la realizzazione di nuove coperture di grandi luci (piscine, hangar, palazzetti dello sport. etc.).

Oggi, invece, si sta verificando una inversione di trend che riguarda proprio la "concezione" della costruzione in legno, alla quale non è associata più la tradizionale idea abitazioni mono o pluri-familiari ma quella di complessi residenziali di notevoli dimensioni in pianta e con un elevato numero di piani (anche superiore a 10). Questo si può definire come l'uso moderno del legno come materiale strutturale, anche grazie all'introduzione di nuove tecniche costruttive e al miglioramento di quelle già esistenti (in altre parti del mondo).

Il legno inoltre è considerato come un materiale da costruzione particolarmente adatto alla realizzazione di strutture sismo-resistenti grazie alla sua bassa densità e ad un soddisfacente rapporto resistenza /peso (simile a quello dell'acciaio e migliore di quello di altri materiali come la muratura o il c.a.), il quale connubio comporta bassi livelli tensionali sugli elementi strutturali, essendo proporzionali alla massa strutturale, in occasione di eventi sismici.

L'aspetto negativo, invece, risiede nella fragilità intrinseca del materiale (in dimensione d'uso) soprattutto nei riguardi della resistenza a trazione che potrebbe compromettere la sua risposta nei riguardi di azioni sismiche.

La costruzione in legno non è mai di tipo monolitico, ma è realizzata con l'assemblaggio di elementi strutturali (travi, colonne, elementi bi-dimensionali) attraverso connessioni meccaniche.

I collegamenti, quando correttamente progettati, assicurano il comportamento duttile della costruzione grazie al formidabile gioco di interazione snervamento e/o rifollamento della connessione legno-acciaio: lo snervamento di connettori a gambo cilindrico, l'attrito tra le parti ed il rifollamento del legno garantiscono buone capacità di dissipazione di energia sismica.

Le più recenti tecniche costruttive sono quelle che prevedono l'impiego di pannelli prefabbricati in legno massiccio con tavole a strati incrociati (CLT) o pannelli intelaiati (light-timer frame) assemblati con il cosiddetto processo di costruzione a piattaforma.

Sono edifici in cui sia le pareti verticali che i solai sono realizzati sempre con la stessa tipologia di pannelli assemblati in situ con collegamenti meccanici tra parete e parete e parete-solaio.

Il legno è il materiale da costruzione che meglio risponde alle sempre più impellenti richieste di sostenibilità nei progetti e nelle realizzazioni, dal punto di vista tecnico-economico e ambientale.

Si consideri il basso fabbisogno energetico dei manufatti in legno che, a rappresentare un vantaggio economico sempre più sensibile, si traduce in una riduzione della produzione di anidride carbonica e il basso consumo di acqua nella fase di lavorazione in confronto a quello richiesto per la produzione degli altri materiali da costruzione.

Infine, il legno essendo un materiale organico e quindi biodegradabile permette di essere riciclato una volta terminato la sua destinazione d'uso.

2. COSTRUZIONI IN MURATURA

2.1. RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Quando si parla di edifici in muratura, si ha a che fare con un considerato numero di variabili quali la varietà del materiale, il tipo di tessitura muraria, le tipologie strutturali (palazzi, chiese, ecc..) e le varie tecniche costruttive.

Senza tralasciare il fatto che tali aspetti, essendosi evoluti nel tempo in funzione del contesto storico e del progresso delle conoscenze e delle tecniche, possono conferire una forte individualità ad ogni singolo manufatto edilizio.

Si può comunque facilmente individuare anche in un edificio in muratura due principali elementi costruttivi sismo-resistenti:

- elementi verticali: maschi murari;
- elementi orizzontali: diaframmi di piano e fasce di piano.

Tali elementi risultano essere di fatto i componenti che governano il comportamento globale della struttura unitamente al grado di connessione tra essi.

2.1.1. *COMPORAMENTO DEGLI ELEMENTI VERTICALI*

Le murature soggette a sollecitazioni orizzontali presentano due tipologie di collasso ben distinte:

- collasso fuori piano;
- collasso nel piano;

Il meccanismo di collasso fuori piano è da riferirsi a fenomeni locali innescati da azioni ortogonali agli elementi murari.

Infatti, molto spesso i pannelli murari offrono una minore resistenza alle azioni ortogonali, questo dovuto oltre alla bassa resistenza del materiale, dalla mancanza di collegamenti lungo il perimetro dell'elemento e tra gli elementi stessi. Questo comporta la presenza di un unico vincolo alla base della muratura così da indurre un comportamento di corpo rigido od un comportamento flessionale tipo trave.

I principali meccanismi di collasso fuori piano sono:

- ribaltamento;
- ribaltamento composto;
- flessione verticale;
- flessione orizzontale.

L'osservazione dei danni in edifici in muratura a seguito di vari eventi sismici, ha confermato che

meccanismi locali di ribaltamento fuori piano si attivano molto spesso per azioni orizzontali ben inferiori alle capacità resistenti nel piano, coinvolgendo nel movimento intere pareti, porzioni di pannelli, parti sommitali ed angolate in funzione della configurazione geometrica, dei vincoli e delle azioni sollecitanti. Allo stesso tempo è stato verificato che la presenza di buoni collegamenti tra gli elementi resistenti verticali e orizzontali realizzati secondo regole di buona pratica costruttiva hanno spesso evitato questo meccanismo di rottura.

Il meccanismo di collasso nel piano è invece da riferirsi a un comportamento di tipo globale della struttura, in cui i pannelli murari sono soggetti a sollecitazioni di taglio e flessione nel proprio piano con conseguenti danni e collassi in funzione della resistenza della muratura.

Si può quindi affermare che la vulnerabilità sismica di un edificio in muratura è pertanto tanto minore quanto più la sua configurazione strutturale è tale da attivare la resistenza nel piano dei pannelli che sono sollecitati secondo una dimensione maggiore.

In tale ottica il comportamento ideale per l'edificio è quello cosiddetto 'scatolare' che si attiva quando le pareti sono ben collegate tra loro e rese collaboranti alla ripartizione delle azioni dai solai.

In questo caso la resistenza dei pannelli a taglio e flessione dipende essenzialmente da tipologia, qualità e tessitura della muratura.

I principali meccanismi di collasso nel piano sono:

- rottura per flessione;
- fessurazione diagonale;
- scorrimento.

A ciascun meccanismo di rottura corrisponde un diverso valore del taglio resistente. La resistenza a taglio del maschio murario è data dal valore minore fra i tagli resistenti corrispondenti a ciascun meccanismo di rottura. Uno stesso pannello murario può rompersi per pressoflessione sotto determinate condizioni oppure per fessurazione diagonale sotto altre condizioni.

La resistenza di un maschio murario per ciascun meccanismo di rottura dipende da diversi parametri:

- valore della tensione normale di compressione;
- snellezza del pannello murario, data dal rapporto H/L , ovvero il rapporto fra altezza e lunghezza del pannello;
- vincolo alla testa del pannello offerto dalle fasce di piano: incastro in testa;
- per fasce rigide, cerniera in testa per fasce deformabili.

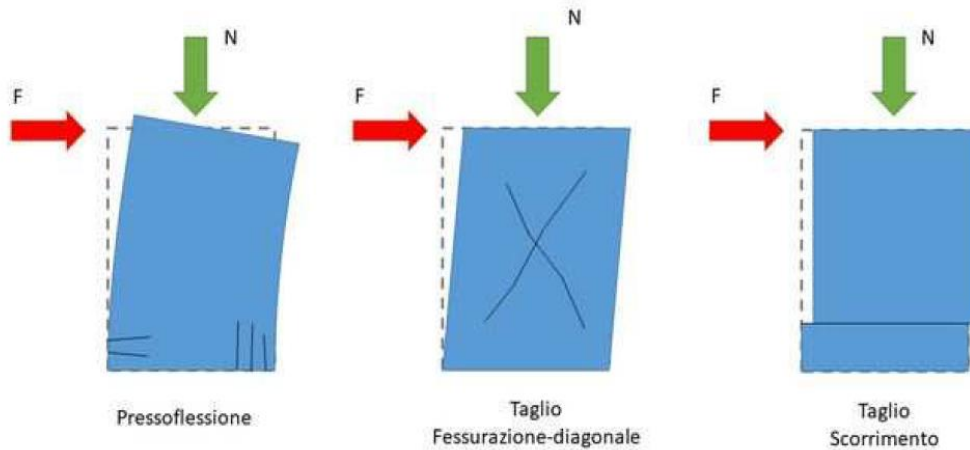


Fig. 2.1 - Meccanismi di collasso maschio murario

2.1.1.1. Resistenza a taglio per pressoflessione

La rottura per pressoflessione si verifica al raggiungimento della tensione massima di compressione della zona di muratura interessata. Si ipotizza che la muratura non reagisca a trazione e che la distribuzione delle tensioni di compressione non sia lineare. La profondità dell'asse neutro della sezione viene calcolata imponendo l'uguaglianza della risultante delle tensioni di compressione allo sforzo normale agente. Una volta nota la profondità dell'asse neutro, si determina il momento ultimo per pressoflessione moltiplicando la risultante delle tensioni di compressione per l'eccentricità alla base del pannello. In caso di decompressione del pannello, quindi in assenza di tensione di compressione, il momento resistente per pressoflessione risulta nullo. Successivamente all'individuazione del momento resistente per pressoflessione, si può ricavare la resistenza a taglio corrispondente.

Nel caso di una sezione rettangolare e di un diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ tale momento ultimo può essere calcolato come:

Compressione

$$M_u = \frac{L^2 \cdot T \cdot P}{2} \left(1 - \frac{p}{\kappa \times f_m} \right)$$

Trazione

$$M_u = 0$$

Dove,

L è la lunghezza del maschio murario;

f_m è la resistenza a compressione della muratura (definita dall'utente);

κ è il coefficiente di distribuzione della tensione verticale, tiene conto dello stress block ($\kappa = 0.85$);

p è la tensione verticale;

P è la forza assiale.

La resistenza a taglio per rottura a pressoflessione dipende dal vincolo fornito dalle fasce di piano alla testa del maschio murario.

Fasce di piano rigide, rotazione della testa del maschio impedita:

$$V_u = 2 \cdot M_u / L$$

Fasce di piano deformabili, rotazione della testa del maschio consentita:

$$V_u = M_u / L$$

Si può evincere che nel caso di fasce di piano rigide la resistenza a taglio per rottura a pressoflessione raddoppia rispetto al caso di fasce deformabili.

2.1.1.2. *Resistenza a taglio per scorrimento orizzontale*

Il meccanismo di rottura per taglio scorrimento avviene per rottura dei filari di malta fra i blocchi con conseguente scorrimento fra due porzioni di muratura. La tensione resistente a taglio della muratura è valutata utilizzando il criterio dell'attrito interno di Coulomb che tiene conto della tensione di compressione agente nella muratura. All'aumentare della tensione di compressione aumenterà la tensione tangenziale resistente. La tensione resistente va moltiplicata per la sola porzione compressa della muratura, ipotizzando un diagramma lineare della tensione di compressione.

Il valore di resistenza a taglio per scorrimento orizzontale può essere determinato dalla seguente relazione:

$$V_t = L' \cdot T \cdot \tau_0$$

Dove,

$$L' = \begin{cases} 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{L} \right) \cdot L; & e \geq L/6 \\ L & e < L/6 \end{cases}$$

L è la lunghezza del maschio murario;

L' è la profondità dell'asse neutro calcolato ad ogni step;

H è l'altezza del maschio murario;

T è lo spessore del maschio murario;

τ_0 è la resistenza a taglio (definita dall'utente).

2.1.1.3. Resistenza a taglio per fessurazione diagonale

La rottura per fessurazione diagonale di un pannello murario si verifica quando la tensione principale di trazione nella parte centrale del pannello raggiunge la resistenza a trazione della muratura. Una volta nota la tensione di compressione e la tensione tangenziale agente, è possibile tracciare il cerchio di Mohr rappresentativo dello stato tensionale al centro del pannello.

Dal cerchio di Mohr si possono individuare le direzioni principali di compressione e trazione. Le fessure che si formano nel pannello, a raggiungimento della resistenza a trazione della muratura, avranno la stessa inclinazione della giacitura su cui agisce la tensione principale di trazione.

La circolare esplicativa n.7/C.S.LL.PP., 21 gennaio 2019, ci fornisce delle formule circa le valutazioni relative al taglio, sia nei maschi che nelle fasce murarie, ed evidenzia due tipologie di murature:

- le murature dette a tessitura irregolare, che manifestano una rottura per trazione diagonale caratterizzata dal parametro τ_0 ;
- le murature dette a tessitura regolare, nelle quali la fessurazione può manifestarsi “a scaletta” cioè con andamento diagonale attraverso i giunti di malta (caratterizzato dal parametro di resistenza f_{v0} , crisi dei giunti), o con andamento diagonale attraverso gli inerti della muratura (caratterizzato dal parametro di resistenza $f_{v,lim}$).

Tali parametri di resistenza sono forniti dalla normativa vigente, che suggerisce quale criterio adottare in funzione della tipologia muraria.

Per quanto concerne la muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano del pannello può essere determinata con la seguente relazione:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}}$$

Dove:

l è la lunghezza del pannello;

t è lo spessore del pannello;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

τ_{0d} è il valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale;

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione dipendente dalla snellezza della parete. Assunto $b = h/l$.

Nel caso invece di muratura regolare, la resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione esplicitata per la muratura irregolare che risulta essere più cautelativa.

2.1.1.4. Resistenza assiale del maschio murario

Compressione

$$f_x = f_m \cdot (L \cdot T) = f_m \cdot A_{\text{maschio}}$$

Trazione

$$f_x = 0$$

Dove,

f_m è la resistenza a compressione della muratura (definita dall'utente);

L è la lunghezza del maschio murario;

T è lo spessore del maschio murario.

2.1.2. COMPORTAMENTO DEGLI ELEMENTI ORIZZONTALI

Tra gli elementi orizzontali si avranno i solai, rigidi o deformabili, e le fasce di piano.

I diaframmi orizzontali, come anticipato, hanno il compito di ridistribuire la forza sismica tra gli elementi resistenti verticali e tale capacità dipende notevolmente dalla tipologia di solaio presente nell'edificio. Una principale divisione in due macrocategorie di solaio può essere eseguita in funzione alla loro rigidezza di piano o tagliante, distinguendo quindi:

- solai rigidi;
- solai flessibili.

La presenza in una struttura muraria di diaframma rigido (ad esempio con soletta in CLS o lignea) permette, se garantite le adeguate connessioni tra elementi verticali, il comportamento "scatolare" della struttura, ridistribuendo la forza sismica orizzontale in maniera proporzionale alla rigidezza degli elementi resistenti. Questo comporta di conseguenza che l'elemento verticale più rigido assorba una maggiore aliquota di sforzo orizzontale rispetto agli altri.

Diversamente un diaframma flessibile (ad esempio un solaio ligneo semplice) non garantisce più la risposta globale della struttura all'azione sismica, presentando un comportamento analogo ad una trave in appoggio con deformabilità flessionale e tagliante allo stesso tempo.

Gli appoggi vengono considerati non cedevoli in quanto gli elementi resistenti verticali hanno rigidezza ben maggiore se comparata a quella del solaio. La ridistribuzione delle forze orizzontali tra gli elementi verticali avviene in funzione di un'area di influenza e il comportamento del solaio sarà, in termini di spostamenti, amplificato rispetto a quello delle murature, le quali rispondono direttamente all'accelerazione agente. Inoltre, un solaio di tale tipo non è in grado di distribuire le

azioni torsionali che si generano quando il centro di taglio non coincide con il centro di massa dell'edificio.

Le fasce di piano devono essere adeguatamente sorrette da architravi ben ammortati e dotati di adeguata resistenza flessionale e a trazione, come ad esempio quelli realizzati in legno, acciaio o in cemento armato.

Essa condiziona notevolmente il comportamento strutturale delle pareti multipiano e la loro importanza aumenta all'aumentare del numero di piani della costruzione.

In caso di sisma le fasce di piano hanno lo scopo di vincolare i maschi murari contigui ad assumere spostamenti congruenti per effetto delle azioni orizzontali: forniscono quindi l'accoppiamento dei maschi verticali.

Tale accoppiamento è funzione della compressione a cui le fasce stesse sono soggette in direzione orizzontale (parallele ai letti di malta).

L'accoppiamento tra i maschi migliora se le fasce, oltre alla resistenza a compressione, sono in grado di fornire una certa resistenza a flessione, e cioè è possibile solo con la presenza di elementi resistenti a trazione posti nelle fasce stesse.

Generalmente la trazione è fornita da catene o cordoli che impediscono l'allontanamento dei pannelli verticali in muratura e aumentano la resistenza a flessione delle fasce, permettendo anche l'instaurarsi del meccanismo a puntone inclinato che migliora l'accoppiamento degli elementi verticali.

Le tipologie di crisi dei pannelli di fascia sono essenzialmente uguali a quelle dei pannelli di maschio, fatta eccezione per lo scorrimento lungo una sezione trasversale che, nel caso dei primi, avviene molto raramente per effetto del disallineamento tra i giunti di malta verticali (Augenti e Parisi 2019).

Relativamente alle verifiche allo SLU delle fasce di piano le NTC2018 prevedono che la verifica di resistenza, in presenza di sforzo normale conosciuto, possa essere condotta in analogia a quanto previsto per i pannelli di maschio (cap.2.1.1.1, cap.2.1.1.2, cap.2.1.1.3, cap.2.1.1.4).

Qualora lo sforzo normale non sia noto dall'analisi sismica, ma siano presenti elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori a quelli riportati in seguito per rotture a pressoflessione e taglio.

2.1.2.1. Resistenza a taglio per pressoflessione

La capacità massima a flessione, associata al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle fasce di piano può essere valutata nel seguente modo:

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \times f_{hd} \times h \times t} \right)$$

Dove,

f_{hd} è la resistenza a compressione della muratura (definita dall'utente);

H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$.

La capacità a taglio, associata al meccanismo di pressoflessione, può essere calcolata come:

$$V_p = M_u / l_{fascia}$$

Dove,

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l_{fascia} è la lunghezza della fascia.

2.1.2.2. *Resistenza a taglio per scorrimento orizzontale*

Il massimo sforzo tagliante sopportabile per taglio, in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato per una fascia di piano come:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vk0}$$

Dove,

f_{vk0} è la resistenza al taglio in assenza di carichi verticali (definita dall'utente);

h è l'altezza della fascia;

t è lo spessore della fascia;

Il valore della capacità a taglio della fascia è assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

2.1.2.3. *Resistenza assiale del pannello fascia*

Compressione

$$f_x = f_{hd} \cdot (h \cdot t) = f_{hd} \cdot A_{fascia}$$

Trazione

$$f_x = 0$$

Dove,

f_{hd} è la resistenza a compressione della muratura (definita dall'utente);

h è l'altezza della fascia;

t è lo spessore della fascia.

3. COSTRUZIONI IN LEGNO

3.1. GENERALITÀ

Le prestazioni meccaniche del legno sono intimamente connesse all'origine naturale del materiale ed alle funzioni che tale materiale ha in natura. Per meglio comprendere questo aspetto, è utile considerare la funzione del fusto della pianta in piedi come quella di una struttura a mensola, cui è demandato il compito di sostenere l'apparato fogliare e di resistere alle altre azioni variabili cui è soggetta la pianta, tipicamente la neve ed il vento. Una sezione strutturalmente efficiente, in questi casi, potrebbe essere quella tubolare, in cui a parità di diametro esterno il peso proprio della struttura è ridotto al minimo. Negli alberi la sezione tubolare è impiegata non per la pianta nel suo complesso, ma per le sue cellule, dotate di pareti con funzione portante e di un lume cellulare vuoto al proprio interno. La morfologia cellulare garantisce quindi elevati valori di resistenza con bassi pesi propri. L'organizzazione cellulare del legno è però anche all'origine di una marcata anisotropia delle proprietà meccaniche del materiale, e questo si traduce in una marcata differenza dei valori di rigidità e resistenza in funzione della direzione del carico applicato oppure, in modo duale, in funzione della direzione delle fibre. Proprio per la sua particolare conformazione a livello microscopico, il legno può essere univocamente definito e caratterizzato soltanto considerando le sue tre direzioni anatomiche fondamentali; con riferimento ad un generico punto in una sezione retta qualsiasi di un tronco, si definiscono:

- la direzione longitudinale L, ovvero normale al piano della sezione;
- la direzione tangenziale T, ovvero tangente all'anello di accrescimento annuale in quel punto;
- la direzione radiale R, ovvero normale alle prime due direzioni nel punto.

Queste tre direzioni costituiscono le tre direzioni di ortotropia. Il legno risulta più resistente e rigido per sollecitazioni orientate lungo la direzione dell'asse e delle fibre, e questo risulta comprensibile se si considera che tali sollecitazioni sono quelle che deve sopportare la pianta nel corso della sua vita, e per le quali è stato "progettato" il materiale.

Al contrario il legno è molto meno efficiente per sollecitazioni ortogonali alla direzione delle fibre (soprattutto per tensioni di trazione).

Per sollecitazioni in direzione parallela alle fibre, il materiale legno presenta un'ottima efficienza strutturale, se paragonato ad altri materiali da costruzione.

Tuttavia, le caratteristiche meccaniche del legno strutturale non possono essere derivate da quelle del legno netto, cioè privo di quegli elementi fisiologici della pianta, senza tenere in conto i difetti in esso presenti. Oltre alla presenza di difetti all'interno della massa legnosa, lo studio reologico-meccanico del

legno sottoposto a sollecitazioni esterne è complicato da altre circostanze; volendo riassumerle qui sinteticamente:

- dall'anisotropia dovuta alla strutturazione cellulare del legno le cui unità elementari non sono isodiametriche, ma allungate e disposte condeterminati orientamenti, in strati concentrici di diversa compattezza;
- dalla frequenza con la quale si presentano all'interno dei tessuti nodi, deviazioni strutturali ed altri difetti che non possono essere agevolmente tradotti in modelli di simulazione;
- dalla forte influenza che le variazioni di umidità e di temperatura manifestano tanto sulle deformazioni, in stretta dipendenza con i moduli di elasticità, quanto sui carichi di rottura, cioè in definita sulla resistenza;
- dalla velocità di applicazione e dalla durata dei carichi;
- dall'eventuale periodicità od alternanza dei carichi stessi.

Il comportamento reologico del legno sotto carico non influenza solamente le caratteristiche di resistenza, ma anche il comportamento deformativo della struttura lignea che dipende in notevole misura della viscosità del materiale.

Il legno è caratterizzato da deformazioni differite (creep), in altre parole un elemento sollecitato da azioni esterne costanti assume valore di deformazioni che progrediscono il tempo.

Nel legno tale fenomeno è correlato alla durata dell'azione, allo stato tensionale ed alle variazioni igrometriche. Le deformazioni differite sono particolarmente evidenti in presenza di sollecitazioni di flessione e taglio che provocano nel tempo lo scorrimento visco-elastico delle fibre legnose, nonché nel caso di sollecitazioni di compressione ortogonale alla fibratura.

Tutto questo è tenuto in conto dalle normative attraverso opportuni coefficienti.

3.2. CARATTERISTICHE LEGNO NETTO E IN DIMENSIONE D'USO

Le proprietà meccaniche del legno in dimensioni d'uso sono da mettere in relazione sia con le proprietà intrinseche del legno, sia con la presenza di difetti che possono essere presenti all'interno dell'elemento ligneo, e che possono peggiorare le proprietà meccaniche del materiale.

Le proprietà meccaniche del legno netto possono essere molto diverse a seconda della specie legnosa, possono inoltre variare anche all'interno della stessa pianta dalla base alla sommità e dal centro alla periferia.

I parametri anatomici che possono influenzare fortemente le proprietà meccaniche del legno netto sono:

- la lunghezza delle fibre;
- l'inclinazione delle fibrille;

- lo spessore della parete cellulare in rapporto alla dimensione dei lumi (e quindi la massa volumica).

Un parametro di facile valutazione direttamente correlato con la massa volumica del legno è la larghezza degli anelli di accrescimento dove in genere per le conifere ad un aumento di ampiezza degli anelli corrisponde una diminuzione della massa volumica, e quindi delle resistenze meccaniche.

Le prestazioni del legno strutturale in dimensioni d'uso invece risultano in gran parte determinate dalla presenza e dalla posizione gli elementi naturali nella pianta e riscontrabili quindi nei segati come: nodi, le deviazioni della fibratura, il midollo, il legno giovanile, il legno di reazione, i cretti, le cipollature e lesioni.

La presenza di tutti questi elementi, di natura fisiologica o patologica, negli assortimenti di legname, rende il comportamento meccanico del legno strutturale in dimensioni d'uso molto differente da quello del legno netto; in quanto a causa dei difetti la rottura dell'elemento sottoposto ad un generico stato di sollecitazione è una rottura di natura molto fragile, che può essere innescata per valori inferiori a quelli registrati per il legno netto che invece è caratterizzato da una rottura più duttile.

Ad esempio, nel caso di sollecitazioni di flessione il difetto può innescare la rottura dell'elemento nella parte sollecitata a flessione quando ancora il materiale in zona compressa risulta praticamente in campo elastico lineare e quindi determinare un comportamento a flessione globalmente elasto-fragile.

La resistenza agli sforzi di trazione e di compressione parallela alla direzione della fibratura può essere ridotta in maniera significativa dalla presenza di difetti, in particolare la presenza di nodi causa una sensibile diminuzione della sezione resistente con una conseguente eccentricità delle sollecitazioni nella zona adiacente al difetto, ed un aumento del valore massimo della tensione.

La resistenza a trazione ortogonale fibratura, che nel legno netto assume già valori molto ridotti, nel legno in dimensioni d'uso è ulteriormente ridotta.

La presenza di nodi aderenti sani però può anche assumere un ruolo benefico; nel caso di sollecitazione di taglio parallelo alla fibratura i nodi possono costituire elementi di rinforzo in modo analogo a quello svolto dai connettori a gambo cilindrico nei collegamenti lignei. Lo stesso per sollecitazioni di compressione ortogonale alla fibratura.

3.3. LEGNO LAMELLARE INCOLLATO

Con il legno lamellare incollato, si intende un prodotto a base di legno costituito da segati sovrapposti (talvolta anche affiancati), di spessore relativamente modesto (comunque non superiore a 50 mm)

rispetto alla sezione dell'intero elemento, che vengono uniti tra loro a formare una sezione composta per mezzo di adesivi in grado di garantire resistenza e durabilità nel tempo.

L'applicazione della tecnologia del lamellare permette anche la realizzazione di altri prodotti strutturali o meno, quali ad esempio l'LVL (Laminated Veneer Lumber), i pannelli di legno massiccio (Solid Wood Panels), e il CLT (Cross Laminated Timber).

I vantaggi con l'utilizzo di questa tecnologia sono molteplici:

- consente la realizzazione di elementi a sezione variabile con una notevole ottimizzazione della materia prima ed una maggiore razionalizzazione delle forme per quanto riguarda l'ingombro delle strutture, le esigenze estetiche e statiche (ad esempio elementi curvi come archi e portali difficilmente ottenibili dalla squadratura dei tronchi);
- consente l'eliminazione dei nodi all'atto della formazione delle lamelle, mentre in una trave in legno massiccio non è possibile ovviare alla presenza dei nodi, che influenzano pesantemente sulle resistenze meccaniche dell'intero elemento;
- consente la possibilità di controllare con una procedura semplificata e più rapida l'umidità di ogni singola lamella adeguandola, entro certi limiti, a quelle che saranno le condizioni ambientali di esercizio della struttura; mentre nel caso di sezioni elevate di legno massiccio l'essiccazione si dimostra lenta, onerosa e non priva di problemi sia che venga condotta naturalmente all'aria libera o artificialmente in idonei impianti industriali;
- la tecnica di giunzione di testa di lamelle continue consente di utilizzare tavole di qualunque lunghezza, comprese quelle ricavabili da segati di scarto, da cui sono stati preventivamente eliminati i nodi, fenditure, carie e altri difetti.

3.4. PANNELLI CLT

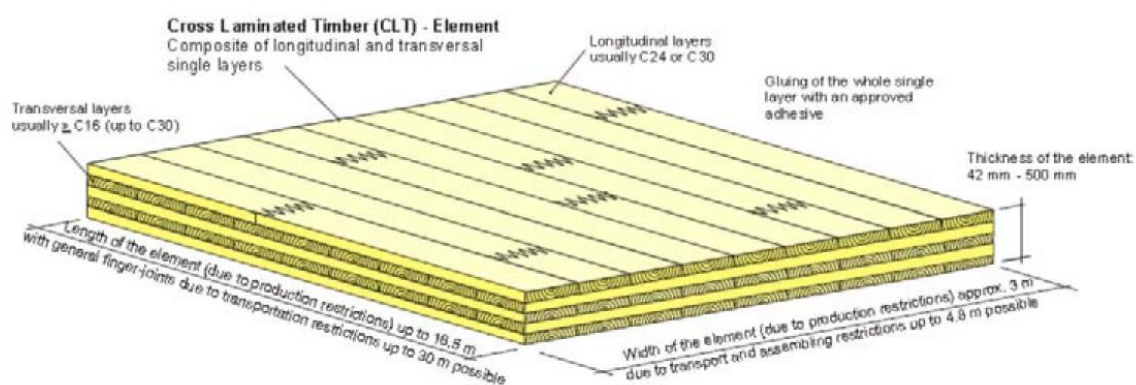


Fig. 3.1 - Il pannello CLT

3.4.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Il pannello CLT, insieme alle travi in legno lamellare, rappresenta uno degli elementi strutturali di maggior impiego nella moderna architettura del legno. Si tratta di un elemento bi-dimensionale costituito da più strati di tavole, sovrapposti e incollati l'uno sull'altro in modo che la fibratura del singolo strato sia ruotata, nel piano del pannello, di 90° rispetto agli strati adiacenti superiori e inferiori.

Le tavole hanno uno spessore variabile tra 10 e 40-45 mm e larghezza tra 80 e 240 mm; il numero di strati varia, in numero dispari, da tre a sette strati.

Così come per la maggior parte degli elementi in legno ad uso strutturale anche il pannello CLT è realizzato in legno di conifera e principalmente in abete rosso, ma sono disponibili anche varianti in legno di larice o di douglasia.

La tecnica di produzione del pannello CLT segue esattamente le stesse fasi produttive del legno lamellare, infatti tutte le tavole impiegate sono preventivamente classificate (a vista o a macchina) e assegnate ad una determinata classe di resistenza.

Le tavole, portate ad una umidità standard del 12%, vengono giuntate di testa, in senso longitudinale, mediante giunti a pettine o a mini-dita (finger joint) impregnati di colla, realizzati con macchine a controllo numerico. Ogni strato, poi, è reso solidale a quelli adiacenti (e disposti con fibratura a 90°) mediante incollaggio. Nella maggioranza dei casi l'incollaggio si realizza solamente tra gli strati orizzontali di tavole e non tra le facce verticali delle lamelle.

L'incollaggio tra gli strati e tra i giunti a pettine, non rappresenta un punto di "debolezza" dell'elemento, ma al contrario lo strato di colla può ritenersi infintamente resistente rispetto al legno delle tavole.

I collanti impiegati sono esattamente gli stessi utilizzati per la produzione del legno lamellare incollato: adesivi classici a base di formaldeide (MUF, melanina-ureaformaldeide) e quelli più recenti a base di poliuretani.

Si ottiene così un compensato di tavole che gode di ottima stabilità dimensionale, e che non risente delle possibili variazioni dimensionali indotte dal comportamento igroscopico del legno. Infatti, la presenza di una doppia orditura di tavole, incollate tra di loro, impone sempre la medesima deformazione nelle due direzioni del piano del pannello.

Il pannello, in linea teorica, può essere realizzato di qualsiasi dimensione ma per ragioni pratiche di trasporto o di disponibilità di grandi ambienti negli stabilimenti produttivi, hanno delle lunghezze massime fino a 24 metri e altezze fino a 4.8 metri. Per ragioni costruttive in genere si realizzano di altezza pari a quella tipica di interpiano di edificio.

3.4.2. CARATTERISTICHE MECCANICHE

Il pannello CLT è formato da una serie di strati di tavole di legno con fibratura di ciascuno strato disposta ortogonalmente rispetto a quelli adiacenti. Ogni strato, preso singolarmente, possiede un comportamento mono-direzionale dipendente dalle caratteristiche elasto-meccaniche del legno massiccio e dalla direzione di applicazione del carico.

La sovrapposizione di più strati di tavole incrociati realizza un pannello con caratteristiche di resistenza e deformabilità, di versatilità di impiego, del tutto differenti rispetto a quelli stratificati. Il pannello, infatti, possiede un comportamento ortotropo con resistenza e rigidezza differenti nelle due direzioni principali del piano: nella direzione in cui sono orientate un maggiore numero di strati di tavole la resistenza e la rigidezza sono superiori rispetto alla direzione ad essa ortogonale, essendo generalmente costituito da un numero dispari di strati di tavole.

La conformazione geometrica a strati incrociati conferisce al pannello CLT la possibilità di resistere sia ai carichi applicati ortogonalmente al piano medio, che a quelli parallelamente al piano medio, e quindi di comportarsi come elemento piastra oppure come lastra.

Questa duplice possibilità di impiego consente di realizzare edifici in legno dove sia le pareti verticali (lastra) che i solai (piastra) sono realizzati con pannelli CLT.

Lo stato tensionale interno dell'elemento piastra (solaio) può essere determinato adoperando differenti metodi proposti in letteratura, ma tutti basati sulla teoria delle sezioni composte in legno. In realtà, la determinazione dello stato di tensione di un elemento inflesso è condizionata anche dal cosiddetto problema del rolling shear (taglio da rotolamento) che si attiva negli strati di tavole disposte in direzione ortogonale. Infatti, negli strati ortogonali di un elemento inflesso (solaio) si determinano tensioni tangenziali dirette in direzione ortogonale alle fibre che, a causa del modesto valore di resistenza e rigidezza a taglio in tale direzione ($G_R = G/10$), può provocare oltre che la crisi del materiale anche un notevole incremento di deformazione e quindi problemi di funzionamento in condizioni di esercizio.

Il metodo generale proposto dall' Eurocodice5 per il calcolo delle sezioni composte è il cosiddetto γ method il quale tiene conto dell'influenza dei sistemi di connessione meccanici disposti tra i diversi pezzi di legno che compongono la sezione. Tale metodo può essere adattato anche al caso dell'CLT, assimilando lo strato "debole" (a fibratura ortogonale rispetto alle azioni tangenziali) ad una serie di connettori equivalenti uniformemente distribuiti su tutta la lunghezza del pannello.

3.5. CLASSIFICAZIONE DEGLI EDIFICI IN LEGNO

La tradizione costruttiva italiana non è certamente rappresentata dalle costruzioni in legno, pertanto le tipologie costruttive che si stanno qui diffondendo sono quelle derivanti dalle tecniche costruttive impiegate principalmente nel Nord Europa, ma anche in America del Nord e nei paesi asiatici. Tali edifici sono realizzati impiegando elementi a sviluppo prevalentemente monodimensionale (travi e montanti) oppure elementi bidimensionali, quali pannelli (CLT, LVL etc.), opportunamente collegati tra di loro a formare la scatola lignea.

Tuttavia, gli edifici in legno possono essere classificati, da un punto di vista strutturale, suddividendoli in due grosse categorie in funzione degli elementi impiegati per la loro realizzazione:

- le costruzioni massicce;
- le costruzioni leggere.

Le costruzioni massicce sono quelle in cui la struttura portante è costituita da pannelli piani di grandi dimensioni oppure da elementi lineari di legno massiccio (o anche lamellare) sovrapposti a formare una vera e propria parete lignea. Appartengono a questa categoria gli edifici a pannelli CLT e gli edifici blockhaus (o log-house).

Le costruzioni leggere, invece, sono essenzialmente strutture intelaiate. Ricadono in questa categoria la costruzione a telaio leggero (platform frame e balloon frame) la cui struttura portante è costituita da una intelaiatura formata da elementi lineari in legno massiccio o lamellare e contraventata, poi, con pannelli in legno (tipo OSB) e le strutture a telaio classico con nodi rigidi o semi-rigidi (post and Beam).

C'è da specificare che la suddivisione in costruzioni massicce e leggere, può essere effettuata anche da un punto di vista tecnologico: le costruzioni massicce sono quelle in cui lo strato di materiale isolante è separato dalla struttura portante, mentre in quelle leggere l'isolamento giace nello stesso piano degli elementi portanti.

3.6. RISPOSTA SISMICA DEGLI EDIFICI IN LEGNO

3.6.1. COMPORTAMENTO DEL MATERIALE PER SOLLECITAZIONI SISMICHE

Per la costruzione in zona sismica, il legno viene spesso considerato un ottimo materiale.

Tale convinzione, matura con l'esperienza globalmente positiva del comportamento di edifici in legno durante i passati terremoti; questo è dovuto al fatto che il valore del rapporto tra resistenza (ad esempio a compressione parallela alla fibratura) e massa volumica del legno è circa pari a cinque volte quello presentato dal conglomerato cementizio e circa pari a quello dell'acciaio.

La maggiore deformabilità del legno rispetto al conglomerato cementizio armato (il valore del rapporto tra modulo elastico e resistenza del primo è circa 1/3 di quello presentato dal secondo) si traduce in una maggiore flessibilità che, nelle tipologie strutturali tipiche delle costruzioni in legno, può portare ad un aumento del periodo proprio di oscillazione.

Tuttavia, il materiale presenta altre caratteristiche sicuramente meno favorevoli o del tutto negative in questo contesto, principalmente legate alla fragilità tipica del suo comportamento a trazione parallela e, soprattutto, ortogonale alla fibratura.

Le principali risorse di duttilità, in una struttura lignea sono date dall'associazione del legno con altri materiali, in particolare l'acciaio, e quindi le zone di collaborazione dei due materiali, cioè le connessioni; alle quali è affidato il compito di fornire la risposta post-elastica della struttura.

Si riportano in seguito i due criteri fondamentali di progettazione dall'Eurocodice, secondo cui è possibile progettare la struttura nei seguenti modi: o basandosi solamente sulle caratteristiche elastiche e facendo affidamento solo su una minima capacità di dissipazione che comunque si riconosce presente in tutte le strutture, di qualsiasi materiale da costruzione siano composte, o sviluppando le sue capacità di dissipazione.

Se ci si avvale della capacità di dissipare energia, solo le giunzioni possono essere considerate zone dissipative, mentre gli elementi in legno devono essere ritenuti e devono mantenersi puramente elastici. La filosofia progettuale dell'Eurocodice si basa infatti sul concetto della gerarchia delle resistenze, secondo il quale si selezionano gli elementi e le zone dove si possono eventualmente sviluppare deformazioni anelastiche, nella prospettiva di evolvere in condizioni ultime, verso un meccanismo di collasso prescelto e controllato.

Per la norma non tutte le giunzioni possono essere considerate dissipative, in particolare si ha che per le giunzioni:

- solo materiali e connettori meccanici che siano in grado di fornire un comportamento a fatica oligociclica appropriato possono essere usati in tali giunzioni;
- i giunti incollati devono essere considerati non dissipativi;
- i giunti di carpenteria, che derivano dalla tradizione ma sono talora presenti anche nelle costruzioni nuove, possono essere utilizzati solo se sono in grado di fornire una capacità di dissipazione adeguata. Questi giunti non devono sviluppare modi di collasso fragili, dovuti per esempio a taglio o a trazione in direzione perpendicolare alla fibra e potranno essere utilizzati solo sulla base di risultati sperimentali appropriati, che ne dimostrino le capacità post-elastiche.

3.6.2. EDIFICI A PANNELLI IN CLT

Visto il largo utilizzo di questa tipologia costruttiva nell'elaborato di tesi, si decide di approfondire su come gli edifici in CLT reagiscano ad azioni simiche.

Generalmente, i pannelli sono realizzati con una altezza pari a quella di interpiano degli edifici e di lunghezza ipoteticamente infinita, ma limitata solo per problemi di produzione in stabilimento o di trasporto.

La parete lignea nella direzione longitudinale può essere realizzata con un pannello (forato) di lunghezza pari al lato dell'edificio (parete singola) oppure può essere ottenuta da una serie di pannelli accostati tra di loro (pareti accoppiate), assemblati mediante unioni meccaniche lungo una giunzione verticale.

La costruzione in CLT, prodotta in stabilimento, nasce come una struttura labile e che pertanto, deve essere assemblata in cantiere in modo da ottenere una struttura scatolare con sufficiente grado di iperstaticità. I pannelli devono essere mutuamente collegati sia lungo la verticale (pannello-pannello e pannello-fondazione) sia all'incrocio tra due pareti ortogonali, ed entrambe, poi, tutte ben "ammorsate" ai solai di interpiano.

Il collegamento tradizionale pannello-pannello e pannello-fondazione viene realizzato impiegando due sistemi di connessione meccanici, ognuno dei quali svolge una specifica funzione strutturale:

- hold-down;
- angolari.

Gli hold-down e gli angolari sono piattine metalliche collegate ai pannelli lignei mediante mezzi di connessione a gambo cilindrico (generalmente chiodi o viti). Sia gli hold-down che gli angolari rappresentano l'unico presidio nei confronti delle azioni sismiche agenti nel piano della parete, e costituiscono, di fatto, l'unica fonte di dissipazione energetica in caso di eventi sismici. I primi hanno il compito di contrastare la trazione indotta dalle azioni ribaltanti di piano (rocking), mentre i secondi di contrastare il tagliante di piano; il flusso dei carichi verticali, invece, viene trasmesso per semplice contatto legno-legno tra un pannello e l'altro (o tra pannello e fondazione).

I solai, anch'essi realizzati con pannelli CLT, assicurano il collegamento tra le diverse pareti, impedendone il ribaltamento fuori piano e garantendone la ripartizione dell'azione sismica tra le pareti di controvento.

Si ottiene così una struttura con comportamento scatolare, la cui risposta strutturale tridimensionale è assicurata dall'intima collaborazione di tutti gli elementi che la compongono.

Le connessioni svolgono un ruolo fondamentale nella risposta sismica (nel piano e fuori piano) di queste strutture, pertanto è necessario che esse siano correttamente dimensionate e soprattutto correttamente posizionate nell'organismo strutturale.

Più in dettaglio, si contraddistinguono diversi tipi di connessione meccanica:

- pannello-fondazione;
- pannello-solaio-pannello;
- parete-parete;
- solaio-solaio.

4. ANALISI PUSHOVER NELLA PROGETTAZIONE ANTISISMICA

Le analisi statiche non-lineari permettono l'esatta comprensione dei fenomeni che si innescano sotto azione sismica, per tale motivo l'uso delle analisi evolutive nel tempo è molto apprezzato.

L'analisi statica non lineare è utile per valutare la capacità, in termini di spostamento, degli edifici esistenti nei riguardi del sisma.

Consiste nell'applicare alcune distribuzioni di forze statiche orizzontali crescenti (durante l'analisi) su una struttura che, all'atto della spinta, risulta già caricata dei carichi gravitazionali.

L'attuale normativa tecnica (NTC2018, cap.7.3.4.1) prevede ad esempio due distribuzioni di forze orizzontali da applicare alla struttura al livello di piano:

- distribuzione di forze corrispondenti al prodotto delle masse per la deformata proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata (push-over1);
- distribuzione di forze proporzionali alle masse di piano (push-over2).

In presenza di costruzioni fortemente irregolari, la distribuzione delle forze inizialmente adottata potrebbe non essere più significativa per la struttura danneggiata; in questi casi è possibile far ricorso ad analisi di tipo adattivo, aggiornando progressivamente la distribuzione delle forze.

Nel caso di fabbriche storiche, ad esempio, la varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi rende molto difficile, se non addirittura impossibile, definire a priori le caratteristiche di una distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma.

La risposta elasto plastica deve essere ottenuta mediante un'analisi non lineare tenendo conto della non linearità del materiale. Il compito delle forze statiche è quello di far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (ad esempio posto in sommità dell'edificio al livello della copertura), fino al raggiungimento delle condizioni ultime. In sostanza lo scopo dell'analisi è quello di spingere in campo plastico la struttura fino a portarla al collasso.

Un aspetto importante è quello di valutare, al crescere dello spostamento del punto di controllo, la compatibilità a livello locale in termini di fenomeni di crisi locale (ad esempio sfilamento delle travi).

Nell'elaborato si approfondisce il metodo N2, che è il metodo implementato anche nel software di calcolo MidasGen e con cui poi si effettuerà la verifica sismica.

Questo metodo è stato sviluppato da Fajfar e Fischinger (1989), e nella sua versione più recente è stato implementato nell'ambito del metodo dello spettro di capacità consentendo di rappresentare graficamente la domanda e la capacità e, al contempo, di valutare la domanda in modo probabilmente più accurato mediante spettri anelastici a duttilità costante. Nell'acronimo del metodo, la lettera N indica un'analisi statica non lineare, mentre il numero 2 indica un modello strutturale bidimensionale. (Augenti e Parisi 2019).

Il risultato dell'analisi di Push-over è una curva detta di capacità che individua una sorta di legame costitutivo dell'intera struttura, ovvero un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo e in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).

Tale curva può essere ottenuta dal legame forza- spostamento generalizzato, conseguito attraverso un'analisi incrementale, utilizzando legami costitutivi non lineari.

La curva di Push-over ricavata fornisce il valore della capacità strutturale, in termini di spostamento orizzontale massimo sopportabile; queste informazioni nonostante siano utili, sono difficilmente confrontabili con i relativi valori di domanda.

Per risolvere il problema sollevato, è necessario tradurre la curva di capacità in un nuovo grafico, la curva ADSR (o spettro ADSR), dove la sigla sta per Attack Decay Sustain Release.

Le varie fasi del processo di analisi push-over per la verifica di un fabbricato sono:

- a) si traduce il modello strutturale complesso a n gradi di libertà (MDOF – Multi Degree Of Freedom), cioè quello corrispondente all'edificio reale, in un sistema elementare equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF – Single Degree Of Freedom).

In altri termini si deve ricondurre il comportamento del fabbricato a quello dell'oscillatore elementare equivalente (pendolo inverso), cioè a quello di una struttura semplice che può essere schematizzata come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza k e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento. Si converte il legame forza spostamento generalizzato in un sistema bilineare equivalente avente un primo tratto elastico e un secondo tratto perfettamente plastico.

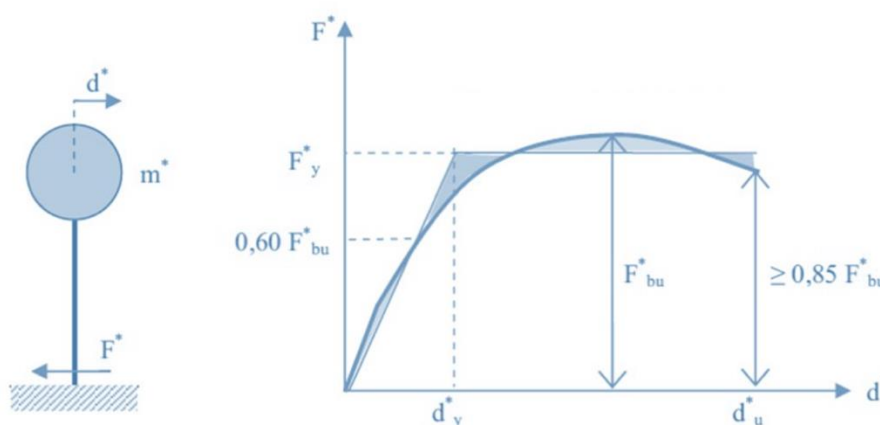


Fig. 4.1 - Diagramma bilineare equivalente per strutture in muratura

Definita F_{bu}^* la resistenza massima del sistema equivalente da NTC2018:

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma} \quad d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*}$$

Dove,

F_{bu} è la resistenza massima del sistema strutturale;

Γ è il fattore di partecipazione modale;

k^* è la rigidezza secante scelta in modo da eguagliare l'area sottesa dalla curva bi-lineare con quella della curva non lineare.

Il tratto elastico della curva si individua imponendole il passaggio per il punto $0.6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, mentre la forza di plasticizzazione si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0.20F_{bu}^*$.

b) Si ricava il periodo proprio del sistema elementare SDOF che si ottiene dalla seguente espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Dove,

m^* è la massa associata al modo principale di vibrare;

k^* è la rigidezza secante scelta in modo da eguagliare l'area sottesa dalla curva bi-lineare con quella della curva non lineare.

c) Si determina la risposta massima, in termini di spostamento, del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico, in particolare, si avranno due casi:

- per sistemi con periodo proprio abbastanza grande ($T^* > T_c$), il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello del sistema elastico avente uguale periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max} = S_{De}(T^*)$$

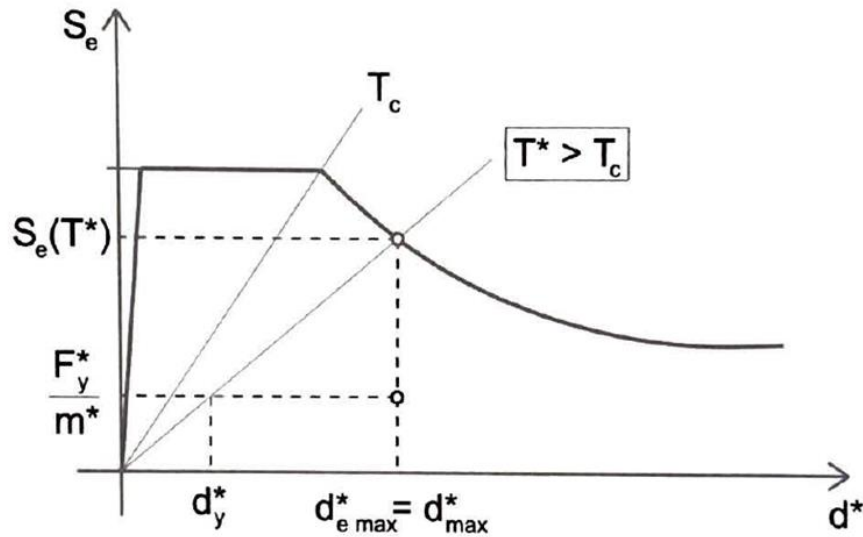


Fig. 4.2 - Sistemi con periodi grandi

- per sistemi con periodo proprio piccolo, invece, la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore e si ricava dalla seguente espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right]$$

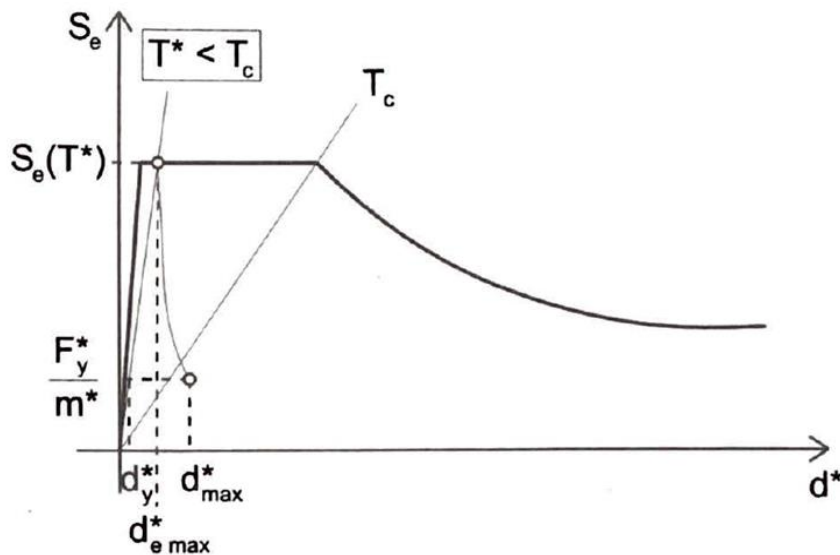


Fig. 4.3 - Sistemi con periodi piccoli

Dove,

q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente,

Si converte lo spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata e si fa la verifica.

Si valuta lo spostamento per la struttura reale MDOF:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^*$$

Noto infine lo spostamento del punto di controllo, si ricava dall'analisi la configurazione deformata. Si esegue la verifica del fabbricato, in particolare controllando la compatibilità degli spostamenti in quegli elementi che presentano un comportamento di tipo duttile (condotta prevalentemente flessionale) e delle resistenze in quelli che presentano un comportamento di tipo fragile (condotta prevalentemente a taglio) (Angelo Biondi 2019).

5. MODELLO DI EDIFICI IN MURATURA A TELAIO EQUIVALENTE

Per edificio in muratura si intende una costruzione costituita da pareti murarie (assimilabili ad elementi dotati di spessore piccolo rispetto alle dimensioni nel piano della parete) ed eventualmente da pilastri murari, collegati da orizzontamenti (solai intermedi e copertura) di diversa natura e materiale (volte, solai lignei, in ferro-laterizio o in cemento armato).

A causa delle loro peculiari proprietà, le strutture in muratura risultano essere molto complesse da modellare:

- il materiale è caratterizzato da un comportamento fortemente non lineare e spesso elasto-fragile;
- il materiale è un assemblaggio di diversi materiali (mattoni e malta);
- le tecniche costruttive ed i materiali variano al variare della collocazione geografica;
- il materiale ha scarsa (a volte scarsissima) resistenza a trazione;

Lo studio del comportamento strutturale globale di un edificio in muratura, quando soggetto ad azioni sismiche orizzontali, passa attraverso la sua modellazione mediante elementi finiti (FEM – Finite Element Method).

I singoli pannelli, così come le fasce di piano, dovrebbero essere modellati con elementi lastra (elementi 2D plate) con opportuna discretizzazione (mesh) di ogni singolo elemento. Questa modellazione può però comportare richieste computazionali eccessivamente dispendiose, essa infatti dovrebbe essere svolta tenendo presente che il grado di dettaglio della mesh influisce notevolmente sulla precisione e sull'accuratezza del risultato.

Un modello che utilizza dimensioni delle mesh più piccole sarà sicuramente più preciso di un altro che utilizza delle dimensioni maggiori; per contro però, più diminuiscono le dimensioni, più oneroso, in termini di tempo diventa il calcolo.

Risulta quindi necessario trovare un giusto compromesso tra le dimensioni degli elementi e i tempi di calcolo; per ovviare a queste problematiche semplificando notevolmente la modellazione delle strutture si può pensare di avvalersi del *telaio equivalente*.

Il modello a telaio equivalente nasce dallo studio dei più ricorrenti quadri fessurativi che caratterizzano gli edifici esistenti. Dall'analisi dei meccanismi di danno è infatti emerso come le lesioni si concentrino in alcune zone più deboli delle pareti (maschi e fasce di piano), lasciando sostanzialmente intatte le altre (nodi rigidi).

In tale modellazione l'edificio viene schematizzato come un insieme di elementi travi (elementi 1D Beam) verticali e orizzontali, dotate di opportuna rigidità flessionale e tagliante, fra loro collegati ai nodi con elementi rigidi.

L'insieme delle pareti, opportunamente collegate lateralmente o tramite il piano rigido, costituisce il telaio tridimensionale della struttura.

Ciascun elemento, ovvero setto, è rappresentato mediante il suo asse baricentrico principale, delimitato da nodi posizionati a livello di impalcato.

In particolare, la modellazione a telaio equivalente conduce a risultati piuttosto attendibili nel caso di strutture regolari.

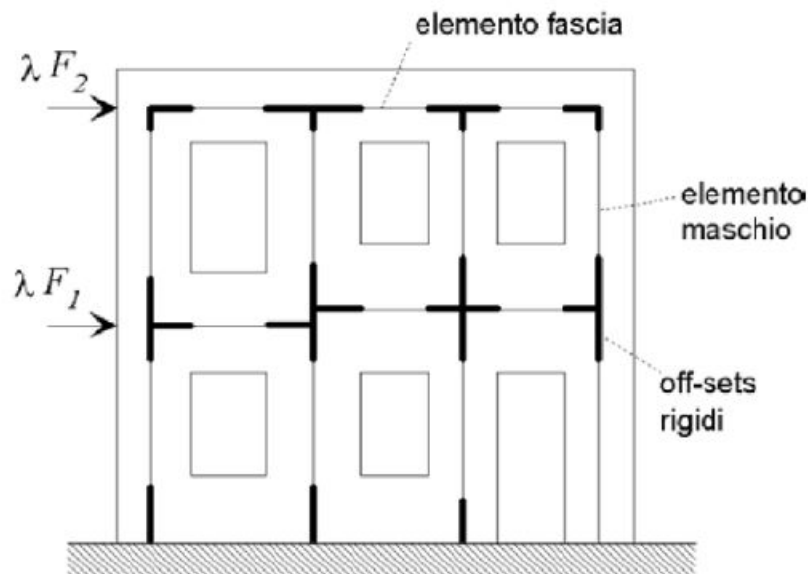


Fig. 5.1 - Modellazione di un edificio multipiano in muratura

Modellare una struttura a telaio equivalente consiste quindi nell'individuare tre differenti elementi;

- maschi murari verticali;
- fasce di piano;
- elementi rigidi.

I maschi murari sono definiti a partire dalle pareti escludendo le fasce di muro interessate dalle aperture.

A seconda delle caratteristiche delle fasce di piano è possibile distinguere la modellazione delle singole pareti in tre differenti tipologie (dall'elaborato di Sara Vellucci, Enrico Quagliarini e Stefano Lenci).

La prima tipologia si ha quando le pareti sono prive di collegamenti perimetrali (costituiti ad esempio da catene) e le fasce di piano sono sorrette da elementi privi di resistenza a flessione e a trazione. In questo caso l'intera parete può essere modellata come un insieme di mensole, incastrate alla base e scollegate tra di loro, che identificano i singoli maschi.

La seconda si ha quando le pareti sono ancora prive di catene o cordoli, ma le fasce sono sorrette da elementi resistenti a trazione, come ad esempio gli architravi in legno (tipici delle fabbriche storiche in muratura). In questo caso l'azione sismica provoca la rottura delle fasce per taglio caratterizzata da lesioni diagonali. Le stesse fasce rompendosi non riescono a trasferire le azioni flettenti, dovute al sisma, ai maschi verticali e quindi avere un comportamento a trave. La presenza del solo architrave in legno, come elemento resistente a trazione, permette però che i maschi verticali assumano spostamenti congruenti per effetto delle azioni orizzontali. Pertanto, la parete può essere modellata come un insieme di mensole (maschi) collegate l'un all'altra da bielle.

La terza ed ultima tipologia si ha in presenza di catene o cordoli a livello di piano e di fasce sorrette da architravi resistenti a trazione. In questo caso la trazione esercitata dalle catene conferisce un comportamento flessionale alla fascia di piano, in questo modo la fascia può essere considerata come una trave e l'intera parete può essere modellata a telaio.

Negli edifici in muratura, i maschi murari e le fasce di piano sono modellati in base ad un certo legame costitutivo e in base a delle determinate ipotesi sulle loro caratteristiche meccaniche. Per quanto riguarda i maschi murari nella modellazione si terrà conto del fatto che per sforzi di trazione non nulli la resistenza a pressoflessione è pari a zero e inoltre aumenta all'aumentare dello sforzo normale agente di compressione. Ad esempio, in edifici multipiano, i maschi del primo piano avranno una maggiore resistenza a pressoflessione rispetto a quelli dei piani superiori, con una minore possibilità che si possano formare dei meccanismi di piano debole, che sono dovuti alla formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità dei maschi murari e portano a rotture poco duttili.

Nelle fasce di piano è stato possibile attribuire un determinato valore di sforzo a trazione, grazie al parametro H_p (visto nel capitolo 2.1.2), dovuto alla possibilità di avere dei cordoli armati, o catene, o architravi resistenti a trazione. In questo caso la resistenza delle fasce di piano è indipendente dallo sforzo di compressione agente.

In conclusione, si utilizzerà la modellazione maschio per i maschi murari e la modellazione fasce per le fasce di piano con le relative formule di cap.2.1.1 e cap.2.1.2 implementate nel software MidasGen, in cui è stato possibile andare ad assegnare dei valori di resistenza, all'elemento in muratura.

Una volta oltrepassati i valori impostati di resistenza si assume che gli elementi possano plasticizzare e infine rompere e questo comportamento è rappresentato dalla formazione di cerniere plastiche.

Le cerniere plastiche possono essere di due tipi: una a taglio e una a flessione.

Le cerniere plastiche concentrate sono posizionate alle estremità per quanto riguarda la sollecitazione a momento e centrale per la sollecitazione a taglio, questo perché ci si riferisce ad una distribuzione degli sforzi tipicamente sismica.

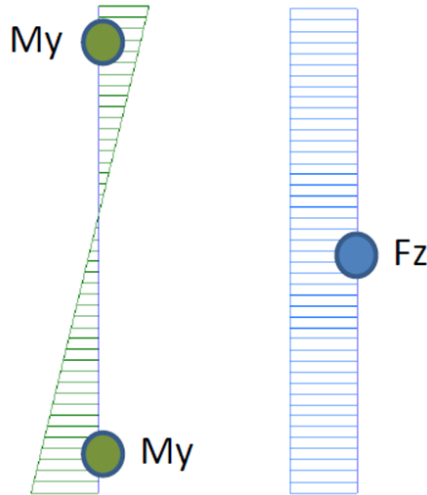


Fig. 5.2 - Posizione cerniere plastiche

Si utilizzano delle cerniere fenomenologiche FEMA di default per la muratura, con il seguente legame costitutivo:

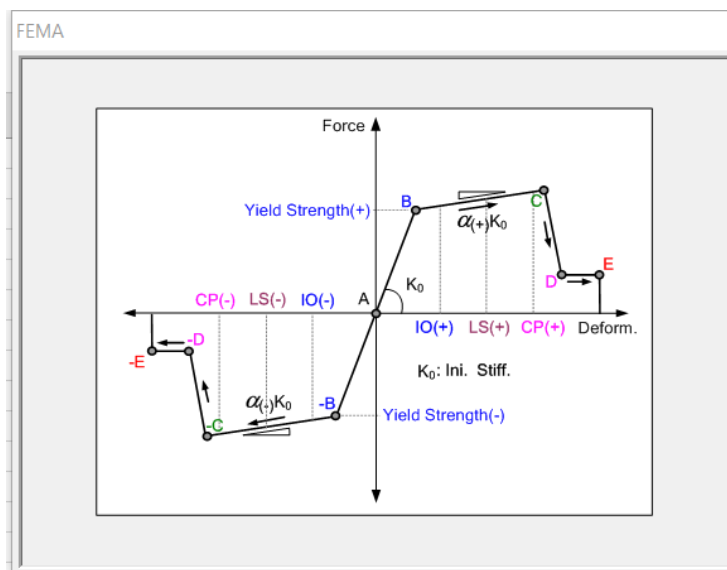


Fig. 5.3 - Legame costitutivo cerniere FEMA

Il tratto AB è caratterizzato da un comportamento elastico con inclinazione pari alla rigidezza iniziale K_0 . Nel caso della cerniera a taglio la rigidezza è definita dalla relazione:

$$K_0 = G \cdot A_s$$

Dove,

- G è il modulo di taglio;
- A_s è l'area efficace a taglio.

Per la cerniera a flessione questa dipende dallo schema statico utilizzato, nel caso in esame si utilizza uno schema incastro-incastro con la relazione:

$$K_0 = 6EI/l$$

Dove:

- E è il modulo elastico;
- I è il momento di inerzia;
- l è la lunghezza dell'elemento.

Il punto B è il punto di snervamento, quindi nel tratto \overline{BC} si entrerà in fase plastica, nel tratto \overline{CD} si ha un ramo di softening fino ad arrivare al tratto \overline{DE} , caratterizzato da una resistenza residua fino a quando non si raggiungerà lo spostamento ultimo, il punto E , in cui si avrà il collasso della cerniera.

Per determinare i punti C , D ed E si fa riferimento alle proprietà della cerniera plastica, in particolare all'interno del software di calcolo è possibile modificare la curva primaria della cerniera plastica andando a impostare il rapporto della forza applicata e la forza di snervamento (F/F_Y) e il rapporto tra lo spostamento orizzontale e l'altezza del pannello (D/H).

Una volta visti i criteri di modellazione di elementi in muratura nel paragrafo successivo si utilizza il modello a telaio equivalente per una facciata in muratura a tre piani con aperture regolari.

5.1. PARETE IN MURATURA A TRE PIANI

Si consideri una parete in muratura a tre piani, con i maschi di dimensioni 2000x2400x350 mm e le fasce di piano 800x1700x350 mm. Non vi sono carichi applicati verticali se non il peso proprio.

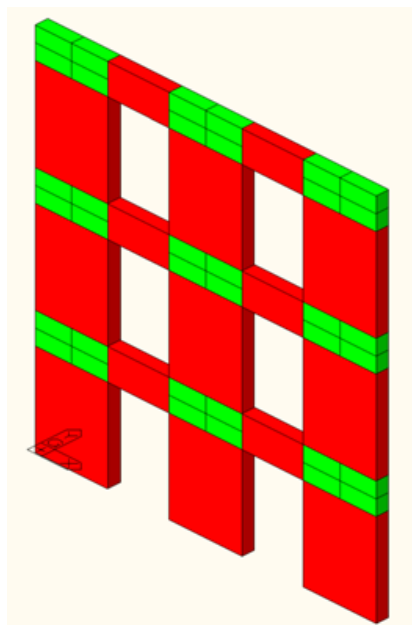


Fig. 5.4 - Vista 3D Facciata in muratura

Tutti gli elementi della parete hanno le seguenti proprietà meccaniche:

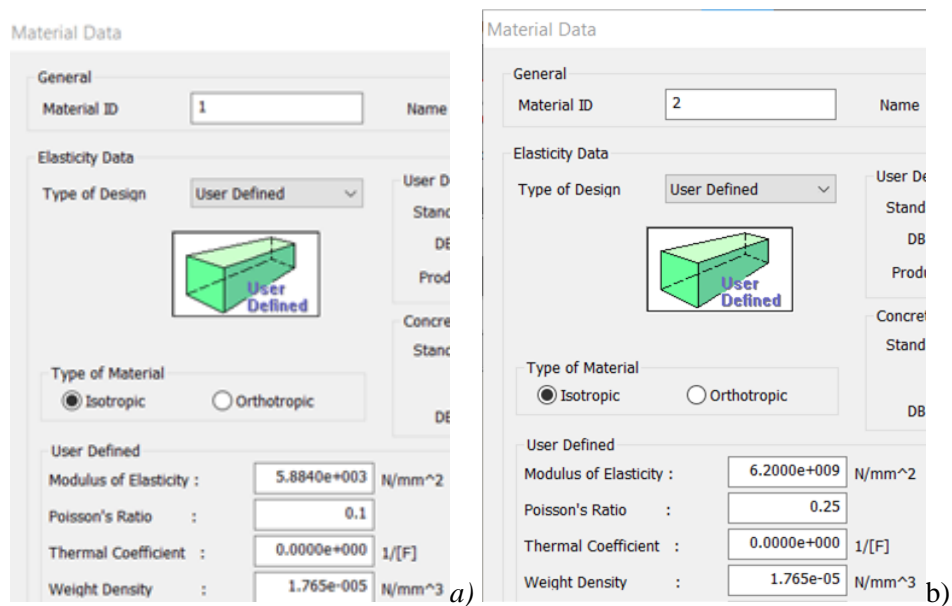


Fig. 5.5 - Proprietà della muratura; a) maschi e fasce di piano, b) nodi rigidi

La facciata è stata modellata come modello a telaio equivalente, composta da elementi 1D (Beam), si rappresenta in seguito i maschi murari, le fasce e i nodi rigidi.

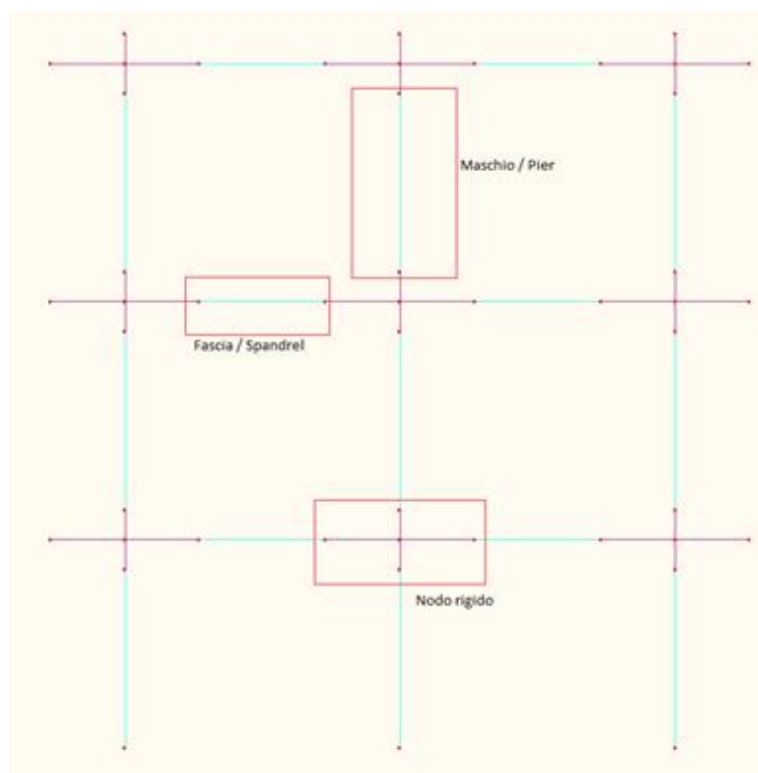


Fig. 5.6 - Modello a telaio equivalente

Si utilizzano delle cerniere fenomenologiche FEMA di default per la muratura, con il seguente legame costitutivo:

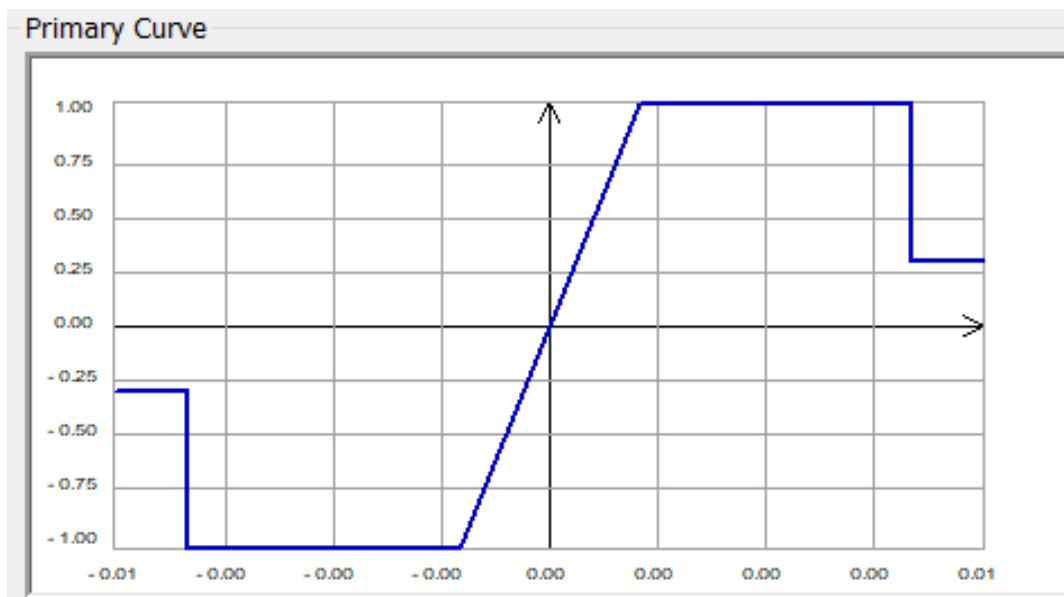


Fig. 5.7 - Legame costitutivo adottato per la muratura

La curva primaria di Fig. 5.7 è stata ottenuta con i seguenti valori:

Properties

Type
 Symmetric Asymmetric

User Defined

F/FY		D/H	
-E	-0.3	-E	-0.006
-D	-0.3	-D	-0.005
-C	-1.001	-C	-0.005
-B	-1	-B	None
A	0	A	0
B	1	B	None
C	1.001	C	0.005
D	0.3	D	0.005
E	0.3	E	0.006

Yield Strength (FY)
 (+) (-)
 9.80665 9.80665 N

Yield Strain (DY)
 User Defined
 (+) (-)
 0 0

Fig. 5.8 - Impostazioni curva primaria della cerniera plastica

Si assegna attraverso la curva primaria il legame costitutivo della muratura, che essendo un materiale relativamente rigido, avrà il tratto iniziale elastico (tratto AB) molto corto con pendenze elevate; plasticizzerà e successivamente si romperà per bassi valori di spostamenti e di taglio alla base.

Si noti infine che il materiale dopo essersi snervato è caratterizzato da tratto di comportamento perfettamente plastico.

Si assegnano i seguenti valori di resistenza alla muratura:

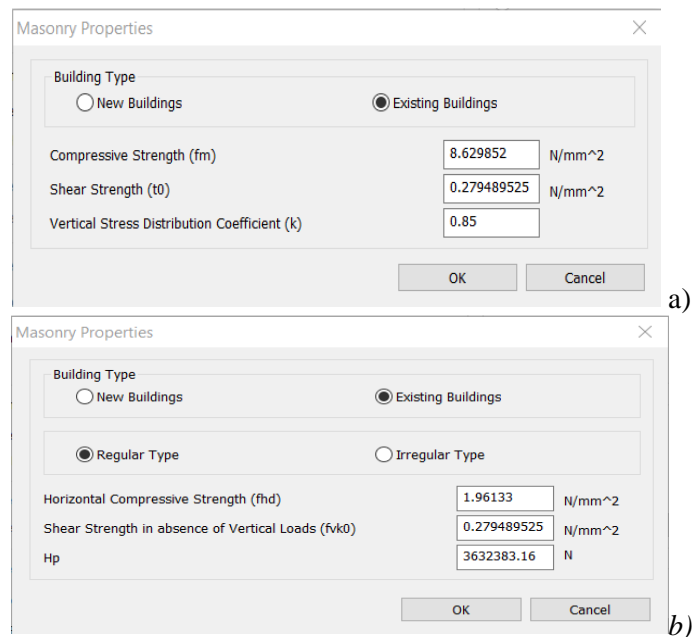


Fig. 5.9 - Impostazioni muratura; a) dell'elemento maschio murario, b) della fascia di piano.

Le relative formulazioni del modello maschio e fascia sono al cap.5.

Applicata l'analisi statica non lineare (push-over), si analizza la curva di push-over, i punti di snervamento e di collasso e si studiano i meccanismi di rottura.

Si riportano in seguito le curve di push-over ottenute dall'analisi:

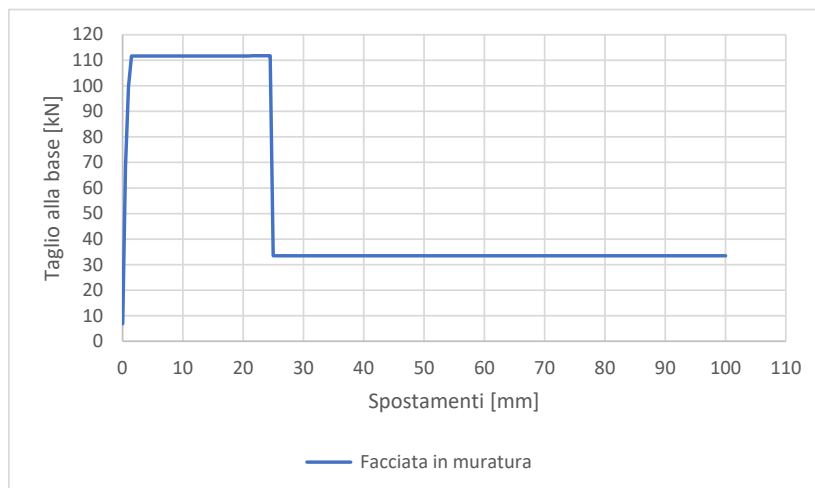


Fig. 5.10 - Curva di push-over1 (proporzionale ai modi di vibrare)

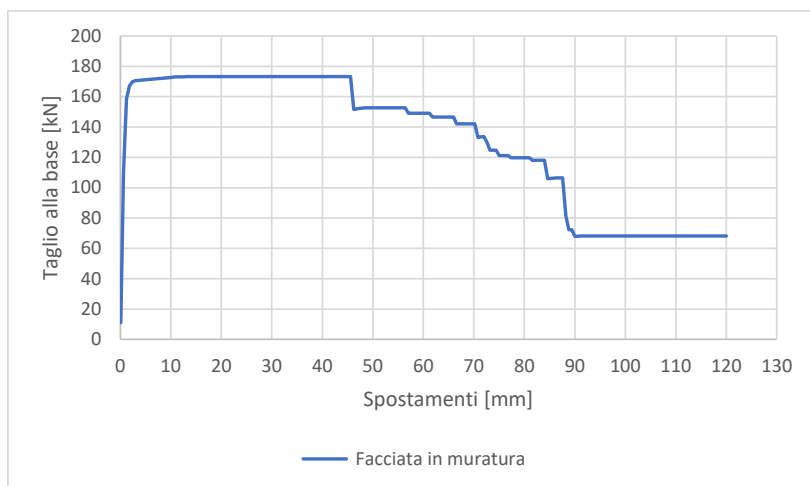


Fig. 5.11 - Curva di push-over2 (proporzionale alle masse)

Analizzando la curva di push-over1 (proporzionale ai modi di vibrare), si hanno le seguenti modalità di rottura:

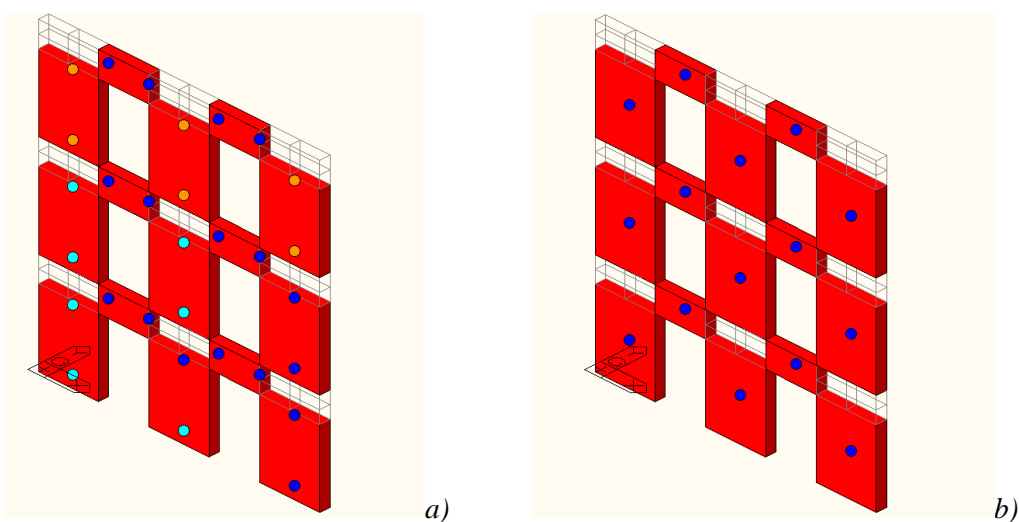


Fig. 5.12 - Crisi cerniere plastiche a 25.00 mm e 111.71 kN; a) a flessione, b) a taglio

In corrispondenza di 25mm e 111.71 kN i maschi della parete plasticizzano, in particolare quelli del terzo piano collassano a flessione, con un meccanismo di piano soffice.

Analizzando la curva di push-over2 (proporzionale alle masse), si hanno le seguenti modalità di rottura:

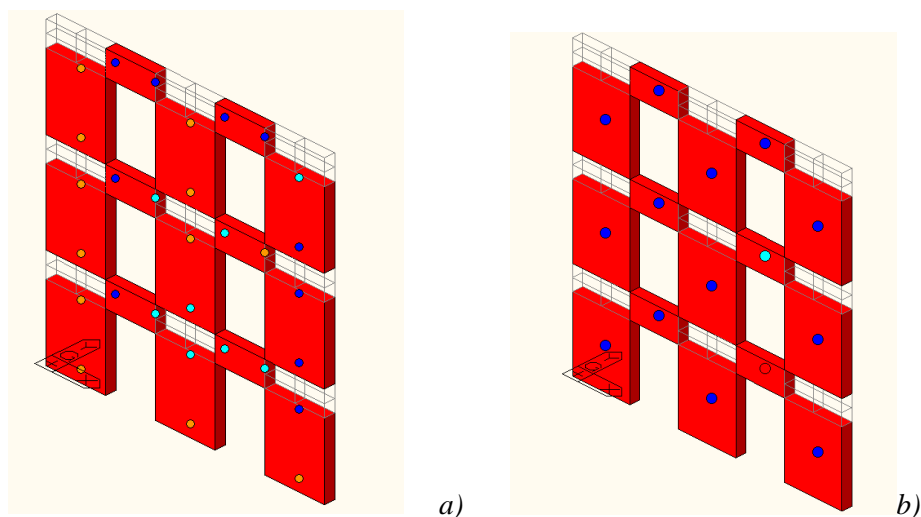


Fig. 5.13 - Crisi cerniere plastiche a 88.80 mm e 81.35 kN; a) a flessione, b) a taglio

Nel caso di push-over² (proporzionale alle masse) si ha che quasi tutti gli elementi della facciata collassano, a 88.80 mm e 81.35 kN.

La curva ottenuta dalla seconda analisi di push-over (proporzionale alle masse) presenta un andamento a “scalini”, questo è dato dal fatto che per la normativa mentre per gli altri materiali come il calcestruzzo e l’acciaio una volta raggiunto il primo collasso strutturale, cioè quando il primo elemento asta raggiunge una deformazione pari al limite ultimo del legame costitutivo del materiale che lo compone, l’analisi si interrompe, mentre per la muratura è ammesso lo svolgimento di un’analisi “multi collasso”.

A livello operativo, l’analisi di push-over su un fabbricato in muratura si svolge come con tutti gli altri materiali, ma una volta raggiunto il collasso del primo elemento strutturale riparte dall’inizio analizzando una nuova struttura senza considerare il contributo sismico dell’elemento collassato.

Si procede quindi fino al conseguimento di un nuovo collasso, per poi ripetere quanto fatto per la prima crisi, fino alla fine. L’esito finale dello studio di un fabbricato in muratura è la curva a gradini. Questo perché la muratura possiede la caratteristica di consentire la redistribuzione delle tensioni, nel senso che, quando una parete non riesce più a sopportare le forze indotte dal sisma, entrano in gioco le pareti vicine ad assorbire una parte di tali forze (Biondi A. 2020).

6. MODELLO DI EDIFICI IN CLT A TELAIO EQUIVALENTE

Con l'utilizzo sempre maggiore di edifici composti da pannelli in CLT si sono studiate diverse strategie di modellazione numerica per analizzare sia il comportamento sismico globale della parete a taglio che il comportamento locale delle connessioni. Il problema è che molte di queste modellazioni numeriche sono molto avanzate e complesse e di difficile risvolto pratico.

Da qui l'esigenza di sviluppare una strategia di modellazione semplice ed efficace; uno degli obiettivi di questa tesi è cercare di capire se il modello a telaio equivalente, descritto ed utilizzato nel cap.5 per la muratura, sia applicabile anche a pareti in CLT.

Inizialmente si è considerata una discretizzazione del tutto analoga a quella del modello a telaio equivalente utilizzata per la muratura, suddividendo la parete in CLT in elementi maschio verticali, elementi fascia orizzontali connessi tra loro dai nodi rigidi.

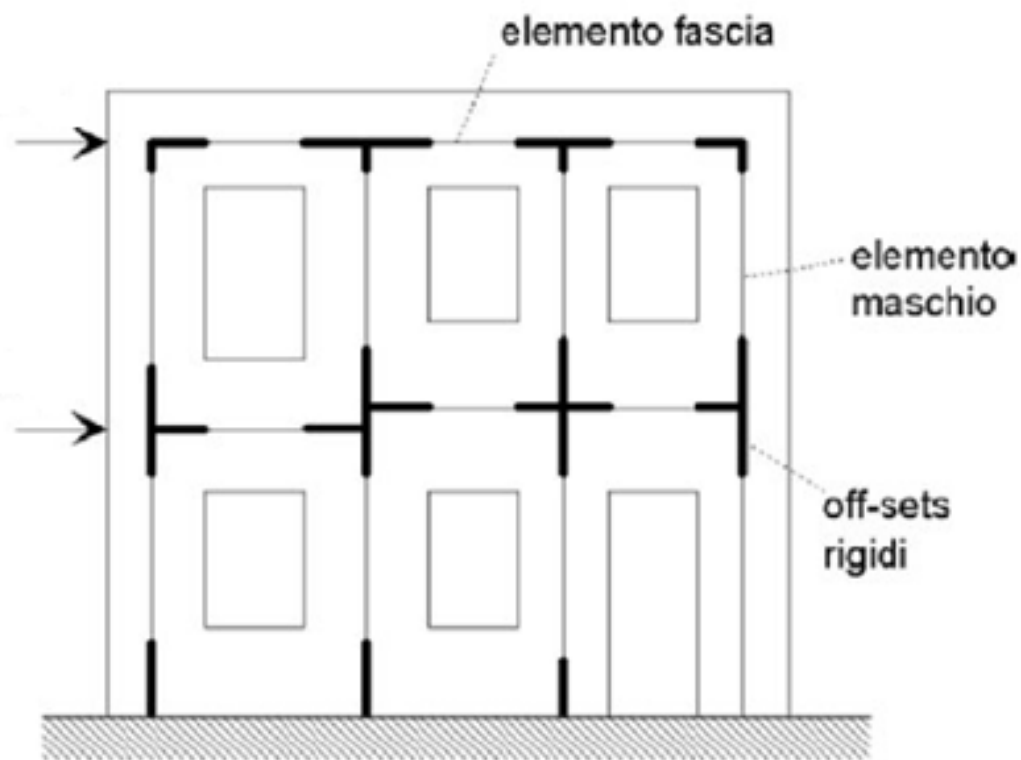


Fig. 6.1 - Modello a telaio equivalente di una parete in muratura

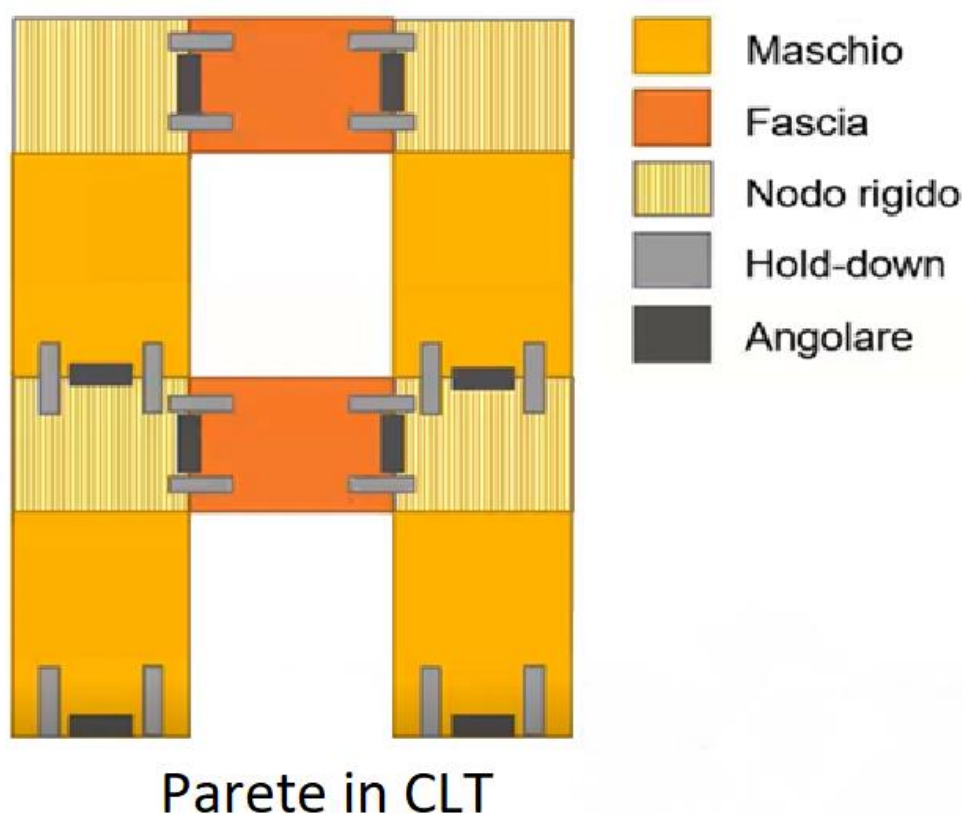


Fig. 6.2 - Modello a telaio equivalente di una parete in CLT

Ogni pannello della parete in CLT è dotato di connessioni a taglio gli angolari, e di connessioni resistenti a trazione gli hold-down (Fig. 6.2), per ulteriori informazioni sul funzionamento di queste connessioni si rimanda al cap.3.4.

Le pareti in CLT hanno un comportamento molto differente rispetto a quello della muratura, a cui si assegnava il modello maschio ai maschi murari e il modello fascia alle fasce di piano (si veda il cap.5), mentre nel pannello CLT si conferiscono a tutti gli elementi deformabili (non considerando i nodi rigidi) dei modelli fascia.

Questo perché, mentre nel caso di elementi in muratura i maschi non hanno nessuna resistenza a trazione, nei maschi e nelle fasce dei pannelli CLT si possono attribuire invece delle determinate resistenze a trazione grazie al valore di H_p , che corrisponde ai contributi di resistenza offerti dagli hold-down. Per la caratterizzazione di tutti gli elementi del pannello, maschi e fasce di piano, si utilizzano le formulazioni viste al cap.2.1.2 per il modello fascia, in particolare si avrà che la resistenza a compressione f_{hd} è data dalla resistenza a compressione del legno, f_{vk0} è dato dal contributo di resistenza a taglio offerto dagli angolari e infine la resistenza a trazione dagli hold-down.

Analogamente al caso delle pareti in muratura, si utilizzano lo stesso tipo di cerniera fenomenologica FEMA anche per i pannelli CLT, si avranno infatti due tipi di cerniere: una a taglio e una a flessione. La formazione della cerniera per taglio corrisponderà ad una rottura degli angolari, mentre quella per flessione alla rottura degli hold-down e quindi i vari meccanismi di rottura saranno in funzione della resistenza a taglio degli angolari o di quella a trazione degli hold-down.

A ciascuna delle cerniere plastiche è stato assegnato un legame costitutivo come con la muratura. Una volta modellati i vari pannelli in CLT con l'elemento fascia della muratura e impostate tutte le cerniere plastiche si svolge un'analisi statica non lineare o di push-over per studiare il comportamento dell'elemento in fase post-elastica sollecitato da un'azione orizzontale, riconducibile ad un evento sismico.

Nei paragrafi successivi si andrà a fare una calibrazione e una validazione del modello a partire da:

- 6.1) un singolo pannello in CLT;
- 6.2) maschi murari accoppiati ad una fascia in CLT;
- 6.3) una parete di tre piani in CLT;
- 6.4) una parete di tre piani in CLT accoppiata ad una in muratura.

6.1. SINGOLO PANNELLO IN CLT

L'obiettivo di questo capitolo è di calibrare gli hold-down e gli angolari da prove sperimentali su un singolo pannello in CLT, in particolare oltre a definire i valori di resistenza di ogni connessione, si va ad impostare la curva primaria delle cerniere plastiche e infine a confrontare i domini di rottura.

Per la modellazione è stato utilizzato il software agli elementi finiti (FEM) MidasGen, che permette di modellare con estrema precisione i vari elementi strutturali, permettendo di riprodurre in maniera più affidabile possibile il comportamento non lineare degli elementi.

Per la determinazione e calibrazione del modello di una singola parete in CLT si fa riferimento all'elaborato di Franco et al 2020, dove, definita la geometria e le proprietà meccaniche del pannello in CLT, è stato possibile calibrare da prove sperimentali gli angolari e gli hold-down.

Si consideri il pannello in CLT di dimensioni 2950x2950x85mm, con due connessioni resistenti a taglio e due resistenti a trazione, entrambe che collegano il pannello con il terreno:

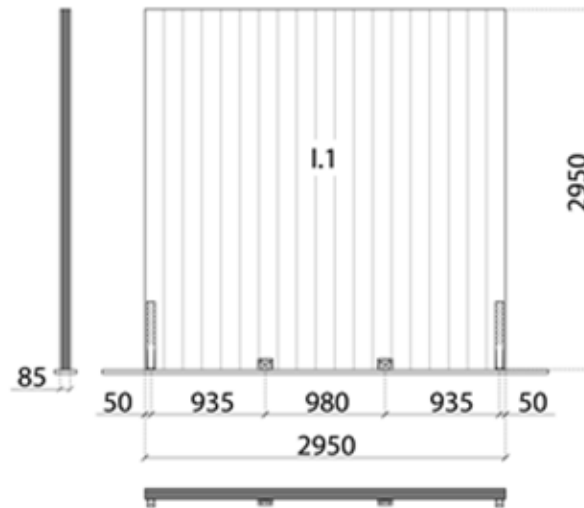


Fig. 6.3 - Dimensioni pannello in CLT

Per semplificare il modello si considera il materiale del pannello in CLT elastico, isotropo, avente le seguenti caratteristiche:

Material Data

General

Material ID: 4 Name: lamina legno

Elasticity Data

Type of Design: User Defined

User Defined

Standard: None

DB: []

Product: []

Concrete

Standard: []

Code: []

DB: []

Type of Material

Isotropic Orthotropic

User Defined

Modulus of Elasticity : 3.5000e+002 N/mm²

Poisson's Ratio : 0.35

Thermal Coefficient : 0.0000e+000 1/[F]

Weight Density : 3.776e-006 N/mm³

Fig. 6.4 - Proprietà meccaniche del pannello in CLT

Si modella il pannello come un elemento monodimensionale (Beam), incastrato alla base:

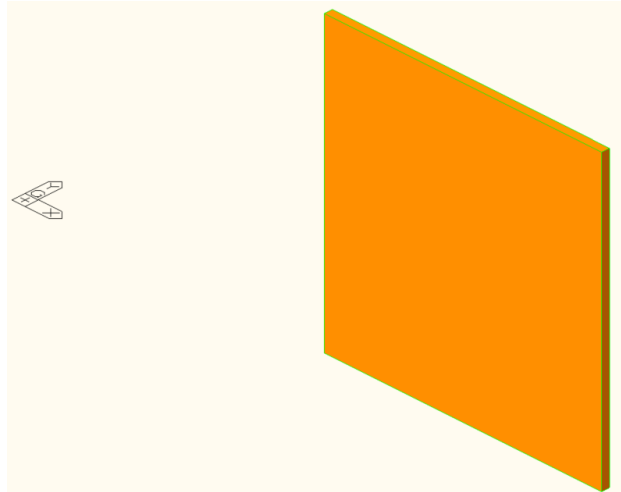


Fig. 6.5 - Modellazione pannello

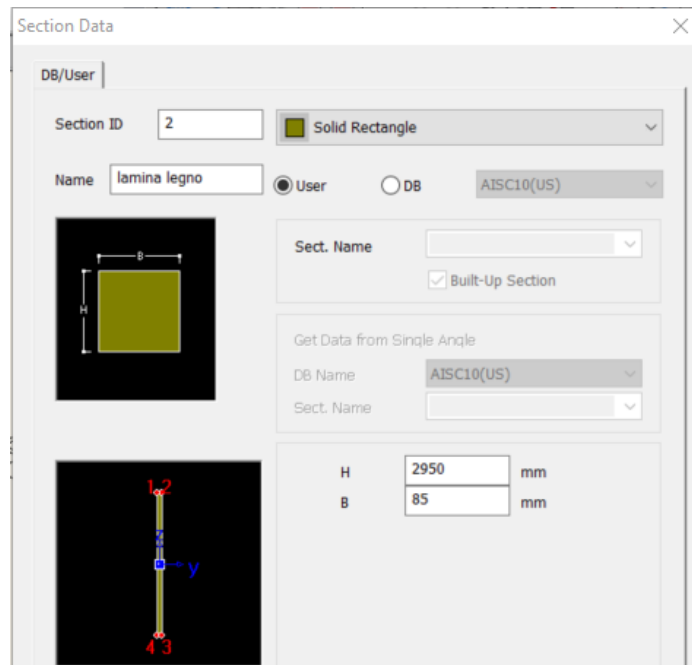


Fig. 6.6 - Sezione pannello

Definita la geometria e le proprietà meccaniche dell'elemento si procede con la calibrazione delle connessioni e infine con il settaggio vero e proprio delle cerniere plastiche.

Per quanto riguarda i valori di resistenza attribuibili alle connessioni si utilizzano delle curve sperimentali ottenute nell'elaborato sopracitato:

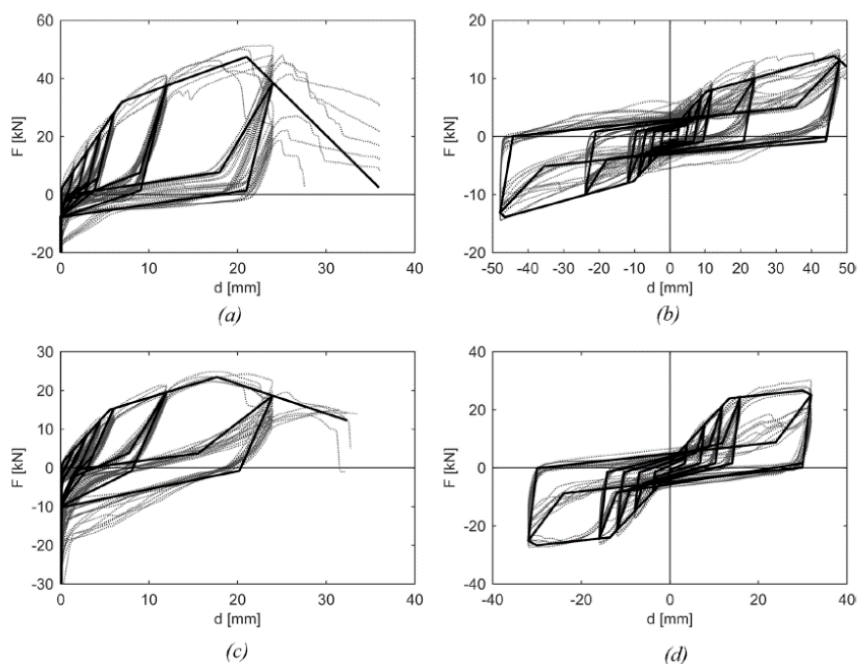


Fig. 6.7 - Risultati della calibrazione della legge isteretica delle connessioni; a) hold-down caricato in direzione assiale, b) hold-down caricato in direzione laterale, c) angolare caricato in direzione assiale, d) angolare caricato in direzione laterale.

Nel caso in esame si utilizzano le curve a) e d): questo perché nel modello che si utilizzerà gli hold-down saranno caricati assialmente e gli angolari lateralmente.

Si utilizzano delle cerniere fenomenologiche FEMA di default per la muratura, in particolare per Travi in muratura (elementi fascia).

Nel caso del Pannello in CLT non è sufficiente considerare il modulo elastico del legno, perché altrimenti non si terrebbe in conto della deformabilità delle connessioni. Si utilizza allora il modulo elastico equivalente (E_0) che permette di trovare la rigidezza elastica del sistema. Si determina considerando un grafico, determinato in una precedente ricerca, avente lungo l'asse delle ascisse la snellezza (il rapporto tra altezza del pannello H e la larghezza) e lungo le ordinate il prodotto del modulo elastico equivalente E_0 per lo spessore t del pannello.

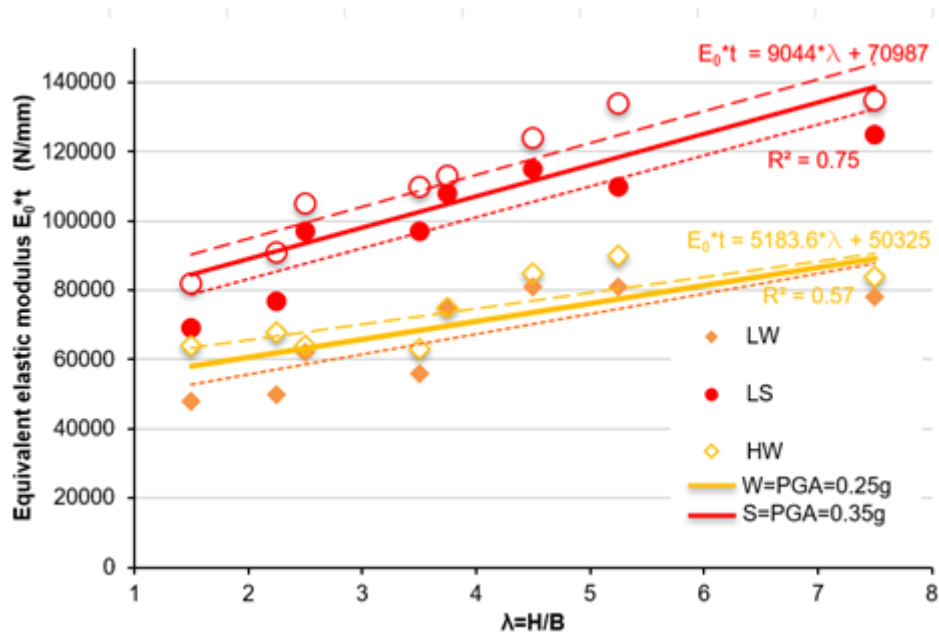


Fig. 6.8 - Determinazione della rigidezza equivalente E_0

Vi sono due diverse curve in funzione delle connessioni ad alta resistenza (curva rossa) e a bassa resistenza (curva gialla), nel caso in esame si considerano connessioni a bassa resistenza.

Si utilizza per le cerniere plastiche dei pannelli in CLT il seguente legame costitutivo:

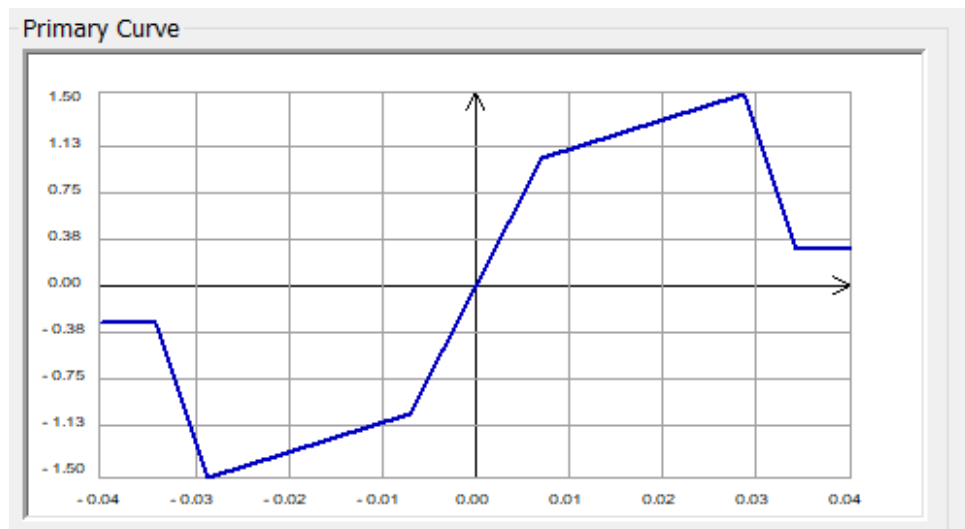


Fig. 6.9 - Legame costitutivo utilizzato per il pannello in CLT

La curva primaria di Fig. 6.9 è stata ottenuta con i seguenti valori:

Properties

Type

Symmetric Asymmetric

User Defined

F/FY		D/H	
-E	-0.3	-E	-0.035
-D	-0.3	-D	-0.03
-C	-1.5	-C	-0.025
-B	-1	-B	None
A	0	A	0
B	1	B	None
C	1.5	C	0.025
D	0.3	D	0.03
E	0.3	E	0.035

Yield Strength (FY)

(+) (-)

0.001 0.001 kN

Yield Strain (DY)

User Defined

(+) (-)

0 0

Fig. 6.10 - Impostazioni curva primaria della cerniera plastica

Lato spostamento si è voluto incrementare i valori di C , D e E , rispetto a quelli della muratura, in modo tale da assicurare al pannello una maggiore duttilità. Impostare correttamente il legame costitutivo dell'elemento in CLT è importante per far sì che non abbia la stessa rigidità dell'elemento in muratura e quindi gli stessi meccanismi di rottura.

Se si confrontano infatti i valori di spostamento attribuiti alla curva primaria del pannello in CLT con quelli della facciata in muratura (vedi cap.5.1) si nota che il pannello andrà in crisi per valori di spostamento molto più elevati.

Si è andato infine a modificare il tratto plastico \overline{BC} in modo tale da avere un ramo incrudente successivo allo snervamento, in particolare il punto C è stato incrementato di 1.5 volte rispetto al punto di rottura calcolato manualmente.

Per ottenere i seguenti valori di curva primaria delle cerniere plastiche si è paragonato la curva di push-over acquisita con MidasGen con quella dell'elaborato già menzionato precedentemente (curva in rosso) aventi le connessioni con le medesime resistenze.

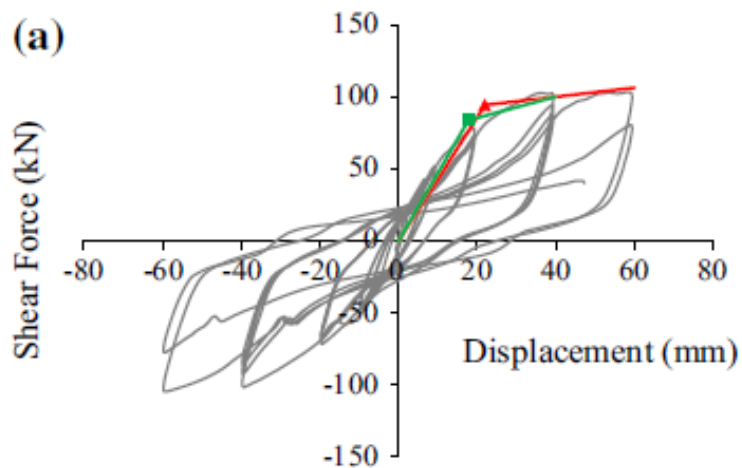


Fig. 6.11 - Grafico utilizzato per calibrare la curva primaria delle cerniere plastiche

Una validazione preliminare del modello può essere fatta prendendo in considerazione due casi: uno in cui il meccanismo di rottura è per pressoflessione e l'altro per taglio, confrontando i valori di taglio alla base ottenuti dalla curva di push-over che portano a rottura l'elemento con quelli calcolati manualmente.

6.1.1. CASO 1 (ROTTURA PER PRESSOFLESSIONE)

Si considerino le seguenti proprietà della cerniera plastica:

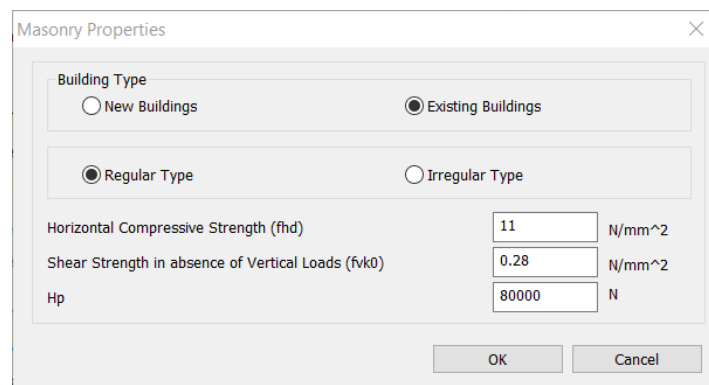


Fig. 6.12 - Proprietà della cerniera plastica

In questo caso si è impostato una resistenza a taglio degli angolari di 35 kN e una resistenza a trazione degli hold-down di 40 kN.

I risultati ottenuti manualmente dalle formule di cap.2.1.2 sono i seguenti:

fhd [MPa]	11.00
fx [kN]	2758.25
Rtaglio ang [kN]	35.00
fvk0 [Mpa]	0.28
R hold down [kN]	40.00
Hp [kN]	80.00
Vt [kN]	70.00
Mu [kN*m]	113.97
Vp [kN]	38.64

Tab. 1 - Risultati ottenuti analiticamente caso 1

La rottura avviene per presso-flessione con un valore di taglio alla base pari a 38.635 kN.

La curva di push-over ottenuta dal modello è la seguente:

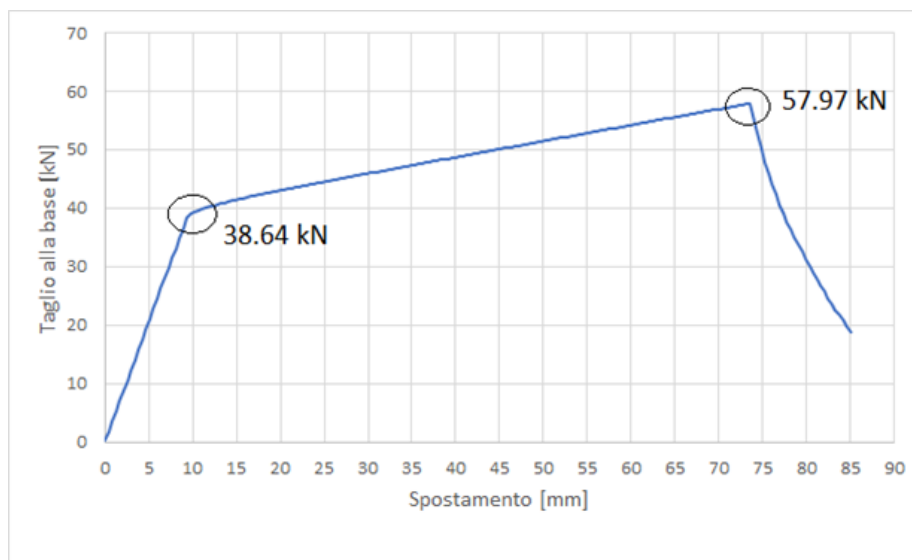


Fig. 6.13 - Push-over curve caso 1

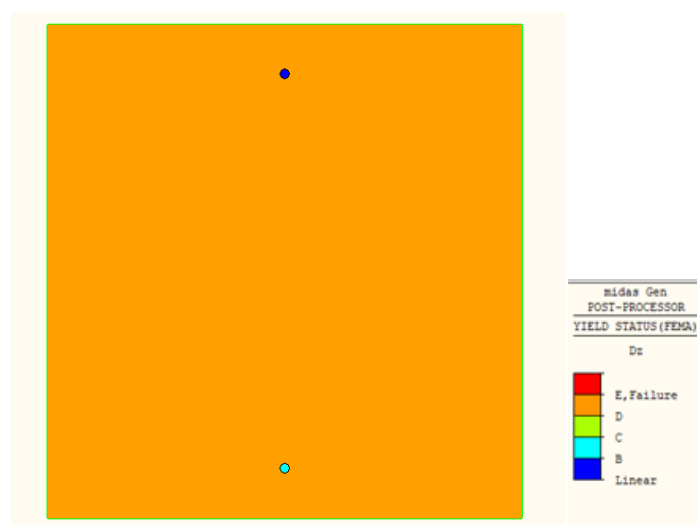


Fig. 6.14 - Formazione cerniere plastiche a flessione sul pannello a 9.78 mm e 38.64 kN

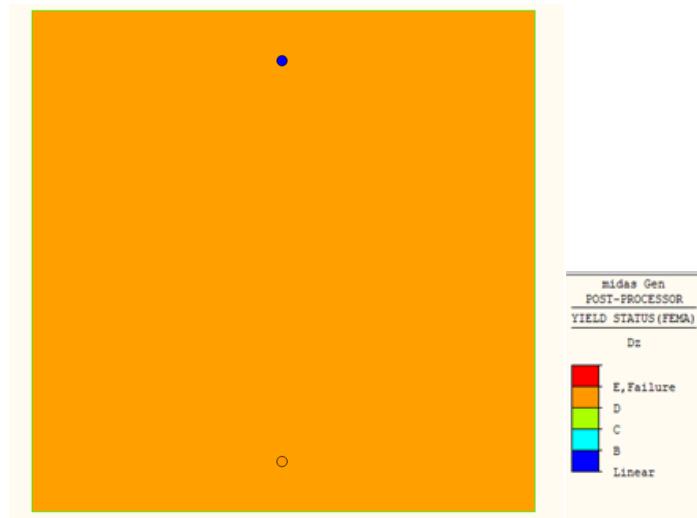


Fig. 6.15 - Formazione cerniere plastiche a flessione sul pannello a 73.95 mm e 57.97 kN

Dai valori delle resistenze ipotizzati ci si aspettava una rottura per pressoflessione, però il valore di rottura calcolato analiticamente non corrisponde a quello ottenuto dalla curva di push-over del software. Questo è dovuto al fatto che siccome precedentemente si è andati a modificare la curva primaria, incrementando di 1.5 volte il valore di forza nel tratto \overline{BC} e quindi ad incrementare la capacità del pannello, il risultato di collasso ottenuto analiticamente rappresenterà il valore di snervamento.

Si noti infine che il valore di crisi ottenuto con il software non è altro che quello di snervamento ricavato analiticamente incrementato di 1.5 volte.

In particolare, si evidenzia il fatto che in corrispondenza di 9.78 mm e 38.64 kN la cerniera inferiore del pannello plasticizza a flessione (Fig. 6.14), questo comporta una variazione della pendenza della curva rispetto al tratto iniziale elastico. In corrispondenza del secondo “ginocchio” della curva a 73.95 mm e 57.97 kN si ha la rottura della medesima cerniera plastica (Fig. 6.15)

La cerniera a taglio rimane sempre in fase elastica.

6.1.2. CASO 2 (ROTTURA PER TAGLIO)

Si considerino le seguenti proprietà della cerniera plastica:

Masonry Properties

Building Type
 New Buildings Existing Buildings

Regular Type Irregular Type

Horizontal Compressive Strength (fhd) N/mm²
 Shear Strength in absence of Vertical Loads (fvk0) N/mm²
 Hp N

OK Cancel

Fig. 6.16 - Proprietà della cerniera plastica

In questo caso si è impostato una resistenza a taglio degli angolari di 10 kN e una resistenza a trazione degli hold-down di 40 kN.

I risultati ottenuti manualmente dalle formule di cap.2.1.2 sono i seguenti:

fhd [MPa]	11.00
fx [kN]	2758.25
Rtaglio ang [kN]	10.00
fvk0 [Mpa]	0.08
R hold down [kN]	40.00
Hp [kN]	80.00
Vt [kN]	20.00
Mu [kN*m]	113.97
Vp [kN]	38.64

Tab. 2 - Risultati ottenuti analiticamente caso 2

La rottura avviene per taglio con un valore di taglio alla base pari a 20 kN.

La curva di push-over ottenuta dal modello è la seguente:

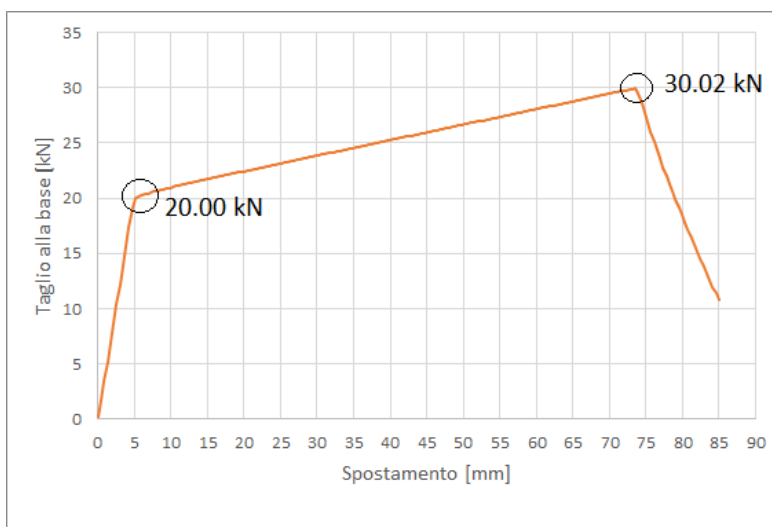


Fig. 6.17 - Push-over curve caso2

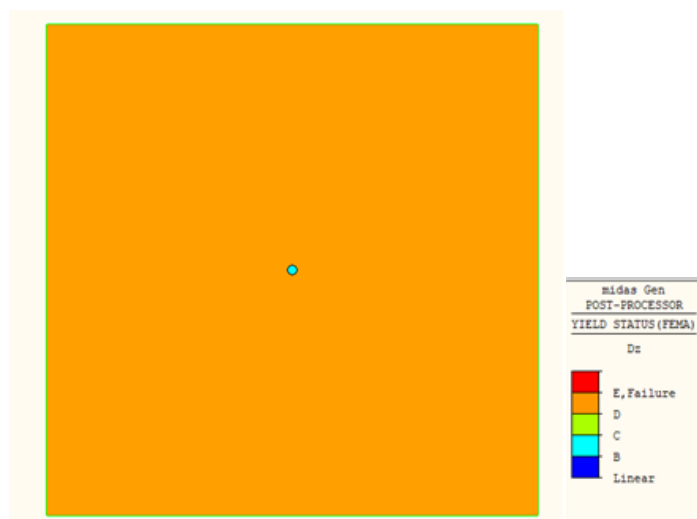


Fig. 6.18 - Formazione cerniere plastiche a taglio sul pannello a 5.10 mm e 20.00 kN

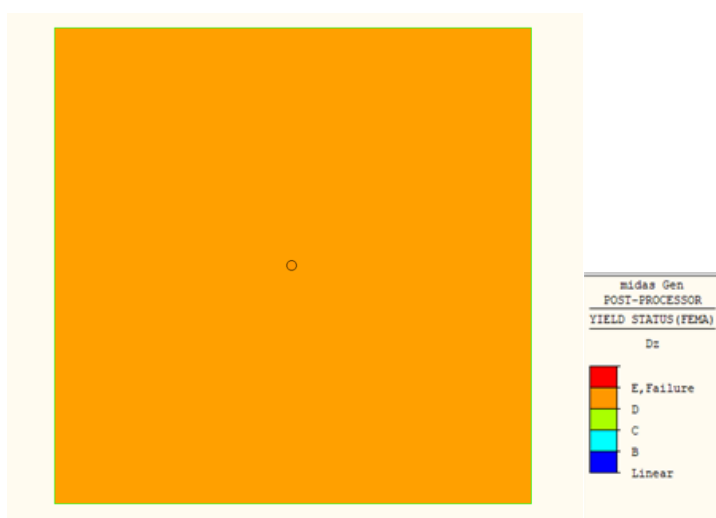


Fig. 6.19 - Formazione cerniere plastiche a taglio sul pannello a 73.95 mm e 30.02 kN

Dai valori delle resistenze ipotizzati ci si aspettava una rottura per taglio, però il valore di rottura calcolato analiticamente non corrisponde a quello ottenuto dalla curva di push-over del software. Questo è dovuto al fatto che siccome precedentemente si è andati a modificare la curva primaria, incrementando di 1.5 volte il valore di forza nel tratto \overline{BC} e quindi ad incrementare la capacità del pannello, il risultato di collasso ottenuto analiticamente rappresenterà il valore di snervamento.

Si noti infine che il valore di crisi ottenuto con il software non è altro che quello di snervamento ricavato analiticamente incrementato di 1.5 volte.

In particolare, si evidenzia il fatto che in corrispondenza di 5.10 mm e 20.00 kN la cerniera del pannello plasticizza a taglio (Fig. 6.18), questo comporta una variazione della pendenza della curva rispetto al tratto iniziale elastico. In corrispondenza del secondo “ginocchio” della curva a 73.95 mm e 30.02 kN si ha la rottura della medesima cerniera plastica (Fig. 6.19).

La cerniera a pressoflessione rimane sempre in fase elastica.

Si noti che la normativa (NTC2018 cap7.8.2.2.4) definisce i criteri di resistenza per le fasce di piano indipendentemente dallo sforzo assiale eventualmente agente. Tutte le formulazioni fin qui descritte relative al calcolo della capacità a taglio non sono dipendenti dallo sforzo assiale applicato.

Il grafico V-Hp riportato nella seguente Fig. 6.20 mostra la variazione del taglio resistente, per le due modalità di rottura considerate, in funzione della resistenza attribuita agli hold-down. Tale grafico, ai fini di una prima validazione del modello, può essere confrontato con il dominio N-V, ricavato per il pannello in esame in una precedente ricerca (Fig. 6.21), in corrispondenza di uno sforzo assiale pari a zero ($N=0$)

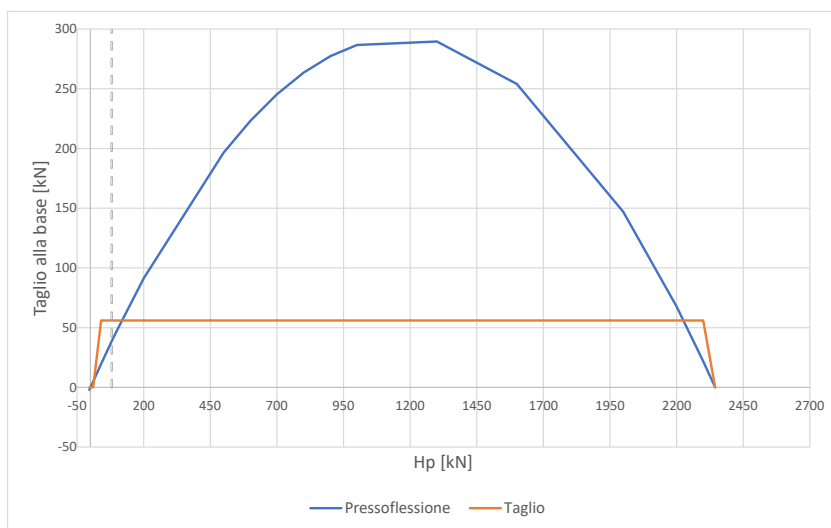


Fig. 6.20 - Dominio di resistenza V-Hp

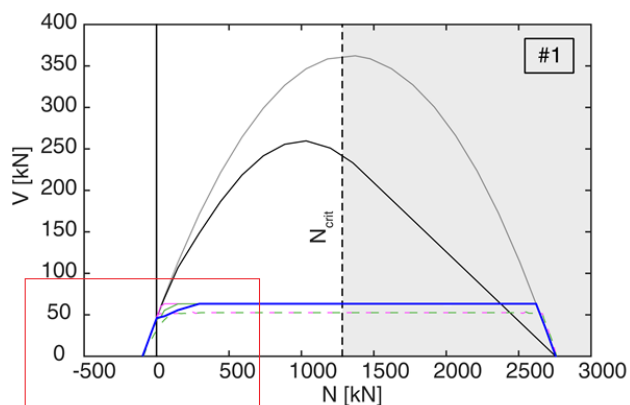


Fig. 6.21 - Dominio di resistenza N-V

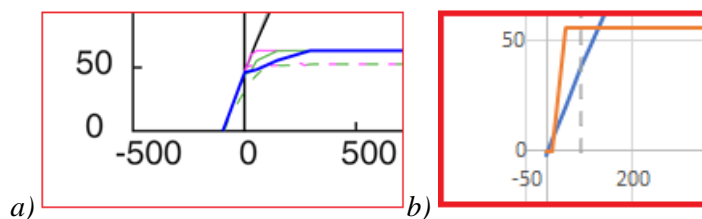


Fig. 6.22 - Zoom del dominio ricavato; a) da prove sperimentali, b) manualmente

Dalla curva di Fig. 6.20 si osserva che per valori molto bassi di H_p è attesa una rottura a pressoflessione, verso i 100 kN in poi la modalità di rottura dominante è quella per taglio.

Si noti come da Fig. 6.22 per un valore di sforzo normale di compressione agente pari a zero i valori derivati dal dominio ottenuto sperimentalmente sono circa di 50 kN. Nel dominio ottenuto manualmente, in corrispondenza del valore di H_p pari ad 80 kN, si hanno dei valori di 45 kN per la pressoflessione e di 56 kN per il taglio.

Si evidenzia che c'è una certa corrispondenza tra i risultati ottenuti con il modello su MidasGen e quelli sperimentali, cosa che conferma la possibilità di usare il modello ipotizzato per poter studiare pareti in CLT.

6.2. MASCHI ACCOPPIATI A FASCE DI PIANO.

Visto il comportamento del singolo pannello in CLT, si è cercato di studiare l'interazione tra più pannelli, in particolare tra due maschi e una fascia e di capire se il loro accoppiamento porti ad un aumento di resistenza.

Il portale è composto da due maschi aventi dimensioni 2000x2400x85 mm e una fascia di piano 850x1700x85 mm. I due maschi sono connessi a terra per mezzo di due hold-down e due angolari, la fascia di piano è collegata ai maschi tramite due hold-down e due angolari.

Tutti gli elementi hanno le stesse caratteristiche meccaniche; in particolare il modulo elastico del sistema è stato calcolato nel medesimo modo visto nel singolo pannello, ovvero con il grafico di Fig. 6.8, eccetto il fatto che si considera la capacità delle connessioni ad alta portata.

Non vi sono carichi verticali applicati, a parte il peso proprio.

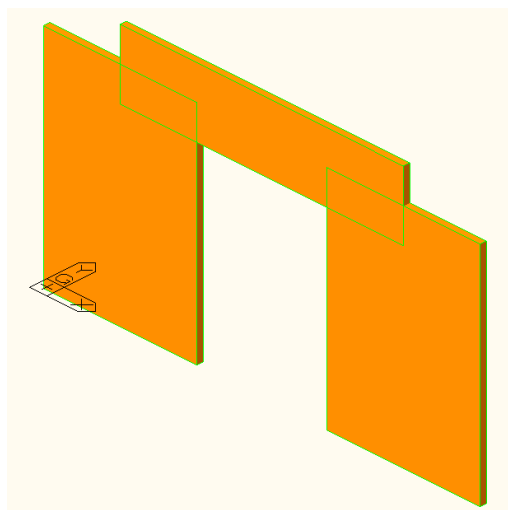


Fig. 6.23 -Accoppiamento maschi e fascia di piano.

I pannelli sono modellati con elementi 1D (Beam) e incastrati alla base. Come nel singolo pannello gli elementi vengono modellati come fasce di piano, quindi con una determinata resistenza a trazione data da Hp e indipendenti dagli sforzi verticali applicati di compressione.

Le cerniere plastiche utilizzate per ogni elemento sono le stesse dell'esempio precedente, una a momento e una a taglio, con la stessa curva primaria. In particolare, si utilizzano angolari con resistenza a taglio pari a 80 kN nei maschi e 15 kN nelle fasce, e hold-down con resistenza a trazione pari a 150 kN nei maschi e 100 kN nelle fasce di piano:

Maschio		Fascia di piano	
fhd [MPa]	11.00	fhd [MPa]	11.00
Rtaglio ang [kN]	80.00	Rtaglio ang [kN]	15.00
fvk0 [Mpa]	0.94	fvk0 [Mpa]	0.42
R hold down [kN]	150.00	R hold down [kN]	100.00
Hp [kN]	300.00	Hp [kN]	200.00

Tab. 3 - Impostazione delle cerniere plastiche

La curva di push-over è la seguente:

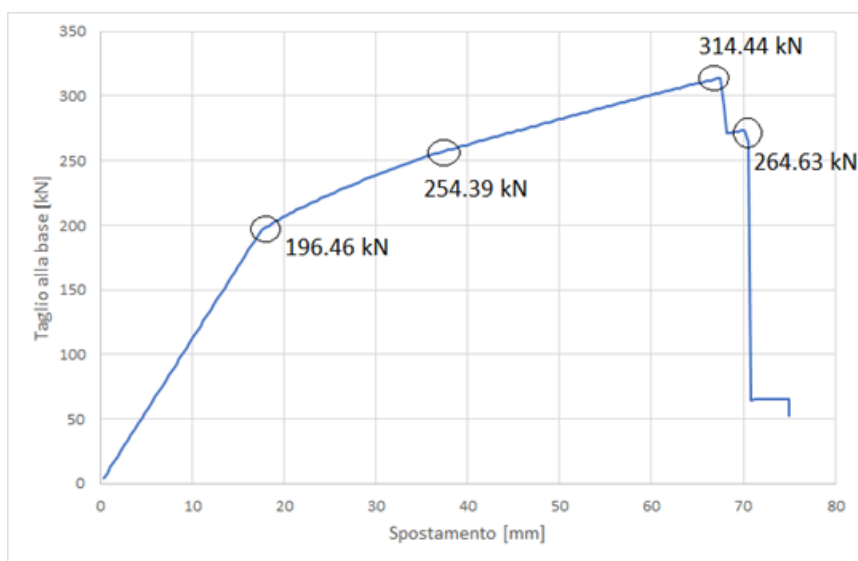


Fig. 6.24 - Curva di push-over

Si riportano in seguito le modalità di rottura a flessione:

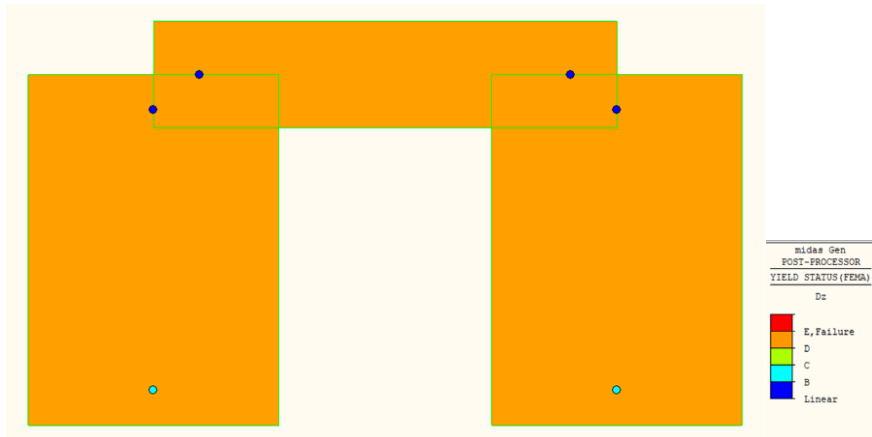


Fig. 6.25 - Cerniere plastiche a flessione a 17.63 mm e 196.46 kN

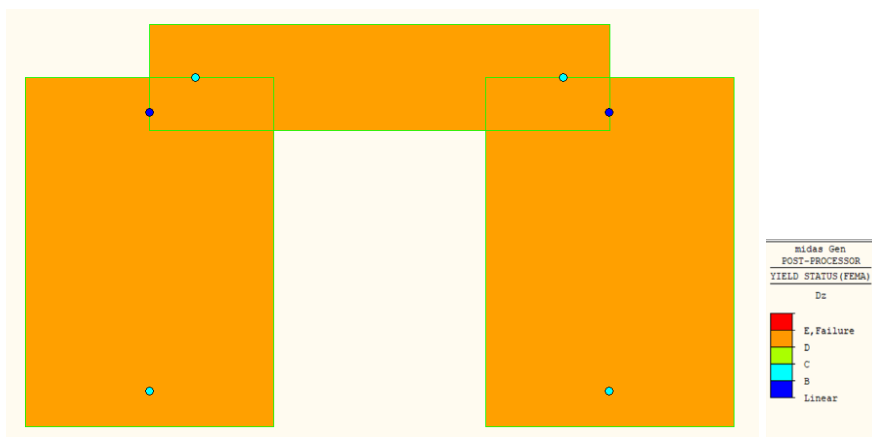


Fig. 6.26 - Cerniere plastiche a flessione a 36.00 mm e 254.39 kN

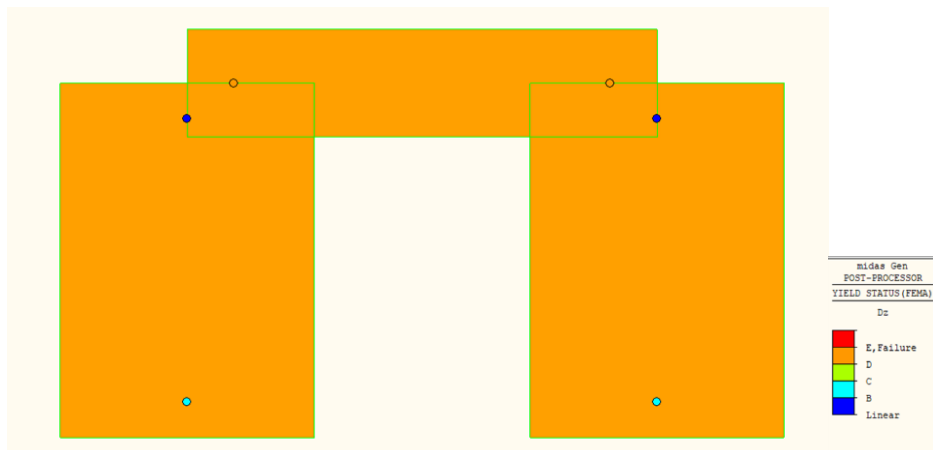


Fig. 6.27 - Cerniere plastiche a flessione a 67.88 mm e 314.44 kN

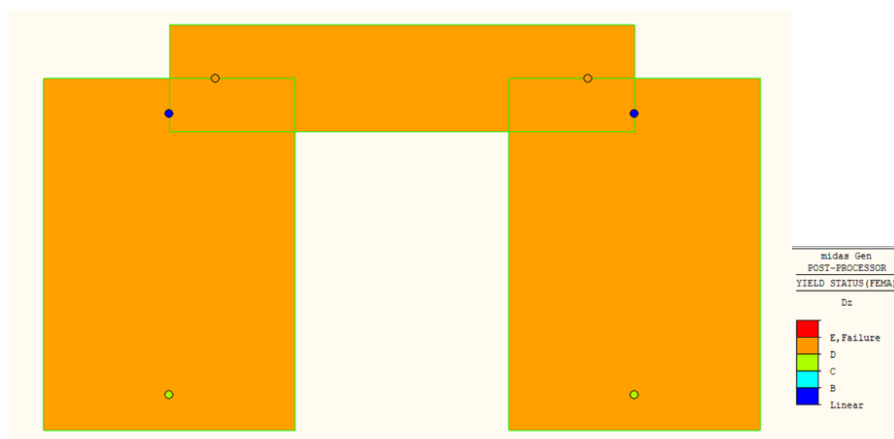


Fig. 6.28 - Cerniere plastiche a flessione a 70.88 mm e 264.63 kN

I punti evidenziati sulla curva di push-over (Fig. 6.24) corrispondono alla formazione delle cerniere plastiche nella fascia di piano e nel maschio. In particolare, in corrispondenza di 17.63 mm e 196.46 kN plasticizzano per flessione le cerniere inferiori dei maschi (Fig. 6.25) e si ha una variazione della pendenza della curva dopo il tratto elastico.

Successivamente in corrispondenza di 36.00 mm e 254.39 kN (Fig. 6.26), plasticizzano le cerniere a momento della fascia di piano che a 67.88 mm e 314.44 kN (Fig. 6.27) collassano.

Lo spostamento ultimo si raggiunge a 70.88 mm e 264.63 kN (Fig. 6.28) dove anche le cerniere inferiori dei maschi collassano per flessione.

Nell'esempio qui considerato per la modellazione di due maschi accoppiati da una fascia di piano, si è proceduto ad assegnare una resistenza più bassa alle connessioni della fascia di piano, rispetto al maschio, in modo tale da farle collassare prima con l'intento di riprodurre una modalità di rottura più duttile (travi deboli e pilastri forti). In termini di resistenza, la presenza della fascia di piano porta un contributo significativo. Una volta raggiunta la crisi della fascia non vi è più accoppiamento tra maschi e fasce e questo porta ad una diminuzione di resistenza, corrispondente al collasso del pannello. L'intento di questo capitolo era di assegnare una resistenza alle connessioni della fascia di piano più bassa, rispetto al maschio, in modo tale da farle collassare prima e quindi di studiare il contributo di resistenza offerto dalle fasce accoppiate ai maschi. Una volta raggiunto la crisi non vi è più accoppiamento tra maschie e fasce e questo porta ad una diminuzione di resistenza.

Di rilevante importanza è l'impostazione dei vari punti della curva primaria delle cerniere, e del legame costitutivo che influenza grandemente la curva di push-over e la resistenza degli elementi.

È molto importante quindi sfruttare al meglio il contributo di resistenza che si ottiene dall'accoppiamento dei maschi con le fasce, facendo particolare attenzione alla calibrazione delle cerniere plastiche delle fasce in modo tale da evitarne una rottura prematura con conseguente perdita di resistenza.

6.3. PARETE IN CLT A TRE PIANI

Si consideri una parete in CLT a tre piani composta da maschi, fasce di piano e nodi rigidi.

I maschi hanno dimensioni 2000x2400x120 mm e le fasce 800x1700x120 mm; in base al tipo di connessioni, ad alta capacità portante e bassa capacità portante, tutti gli elementi eccetto i nodi hanno due diversi valori di modulo elastico; in particolare il modulo elastico del sistema con connessioni a bassa portata è stato calcolato nel medesimo modo visto nel singolo pannello, ovvero con il grafico di Fig. 6.8, nel calcolo della snellezza si utilizza l'altezza di tutta la parete (9600 mm) e la larghezza del singolo pannello (2000mm), mentre quello per connessioni ad alta portata è il doppio dell'altro. Il modulo elastico dei nodi è stato incrementato rispetto agli altri elementi, per conferirgli maggiore rigidità. Non vi sono carichi verticali applicati, a parte il peso proprio.

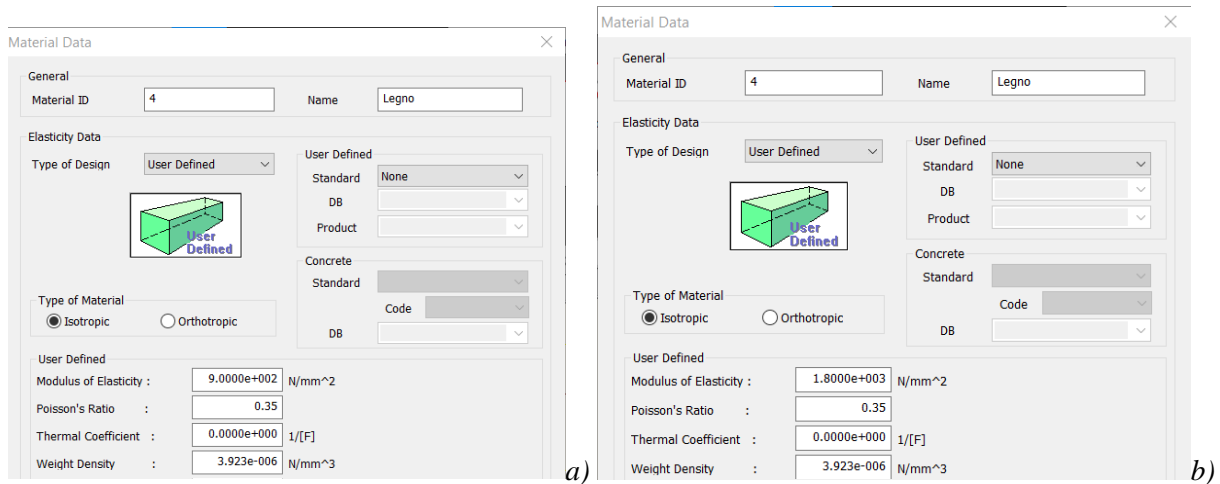


Fig. 6.29 - Proprietà dei materiali dei maschi e delle fasce di piano; a) connessioni a bassa portata, b) connessioni ad alta portata

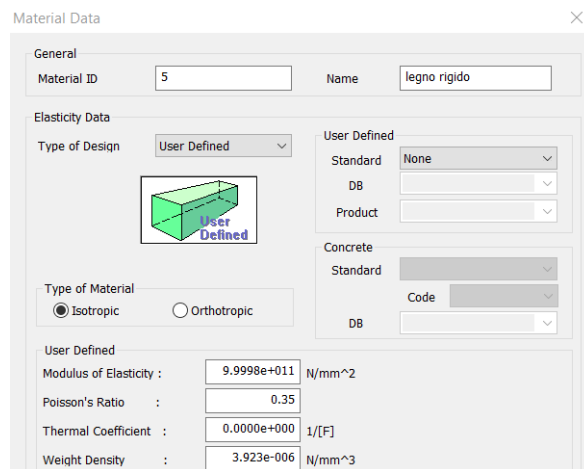


Fig. 6.30 - Proprietà dei materiali dei nodi rigidi

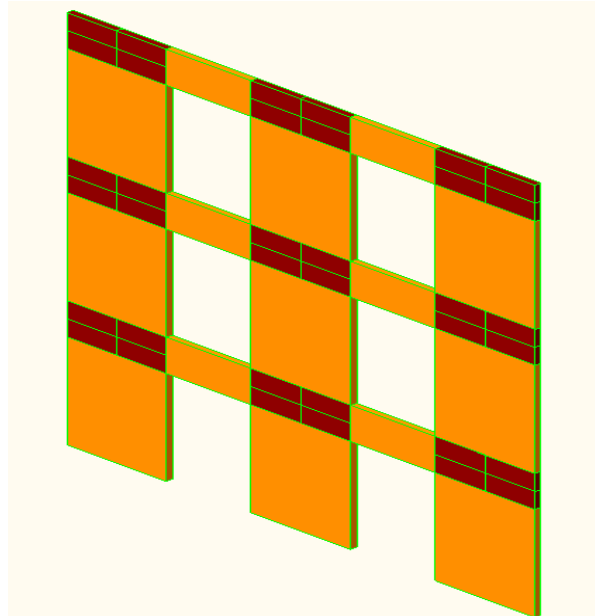


Fig. 6.31 - Vista 3D parete a tre piani in CLT

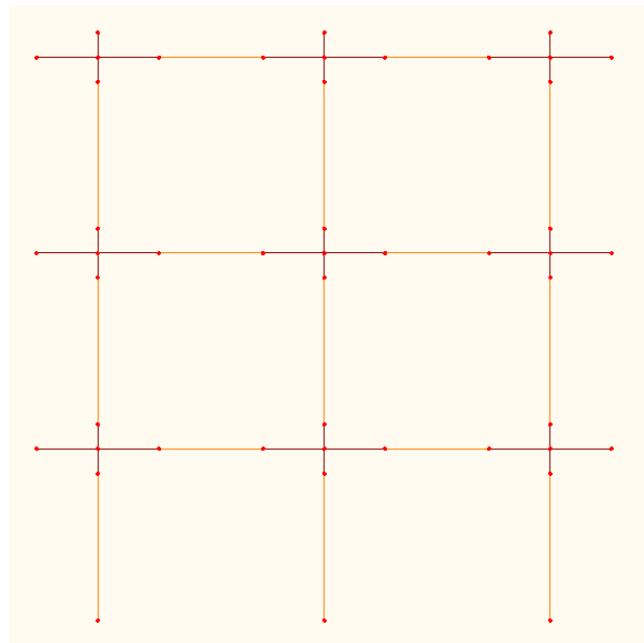


Fig. 6.32 - Modellazione a telaio equivalente della parete in CLT

La parete si modella con elementi 1D (Beam), a cui è stata assegnata la proprietà della fascia di piano nelle impostazioni delle cerniere plastiche, come descritto in precedenza.

Si considerano due diverse configurazioni di connessioni: una con elevata resistenza e l'altra con bassa resistenza, andando a calibrare le cerniere plastiche per favorire una rottura duttile delle fasce, ed evitare meccanismi di piano che portino al collasso prematuro della parete.

Le cerniere plastiche assegnate ad ogni elemento avranno la stessa configurazione di curva primaria del modello del singolo pannello, quindi con spostamenti incrementati, e con un incrudimento positivo.

6.3.1. CONNESSIONI CON ELEVATA RESISTENZA

In questa configurazione si assegnano ai maschi diverse resistenze a trazione in funzione dei piani, in particolare ai maschi del primo piano quattro hold-down, a quelli del secondo e terzo piano due e due angolari per tutti i piani, mentre alle fasce di piano due hold-down e due angolari, con le seguenti caratteristiche:

Maschio	piano 1	piano 2	piano 3
fhd [MPa]	12.00	12.00	12.00
Rtaglio ang [kN]	150.00	150.00	150.00
fvk0 [Mpa]	2.50	2.50	2.50
R hold down [kN]	100.00	150.00	100.00
Hp [kN]	400.00	300.00	200.00

Tab. 4 - Proprietà delle cerniere plastiche assegnate ai maschi

Fascia	piano 1	piano 2	piano 3
fhd [MPa]	12.00	12.00	12.00
Rtaglio ang [kN]	150.00	150.00	150.00
fvk0 [Mpa]	3.13	3.13	3.13
R hold down [kN]	100.00	100.00	100.00
Hp [kN]	200.00	200.00	200.00

Tab. 5 - Proprietà delle cerniere plastiche assegnate alle fasce di piano

Dall'analisi di push-over si ricavano le seguenti curve:

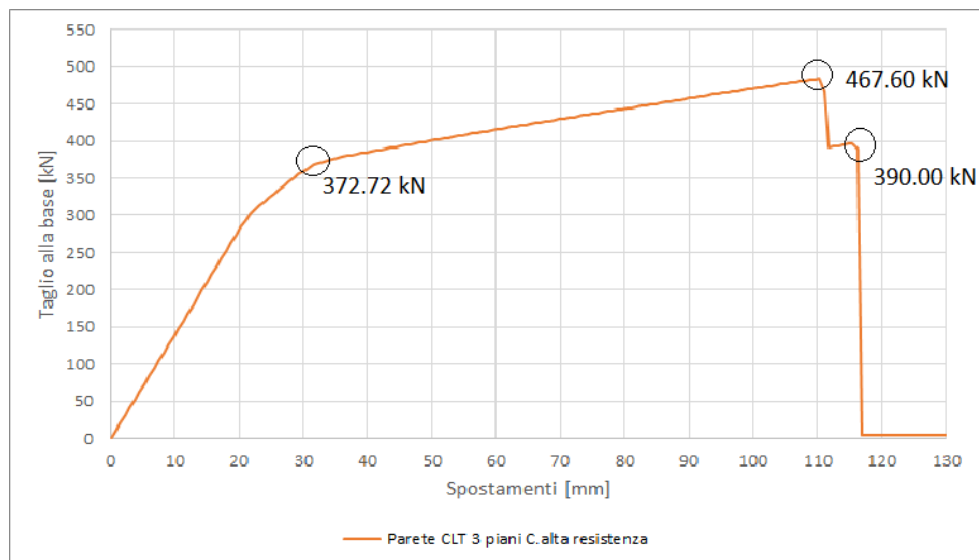


Fig. 6.33 - Curva di push-over1 (proporzionale ai modi di vibrare)

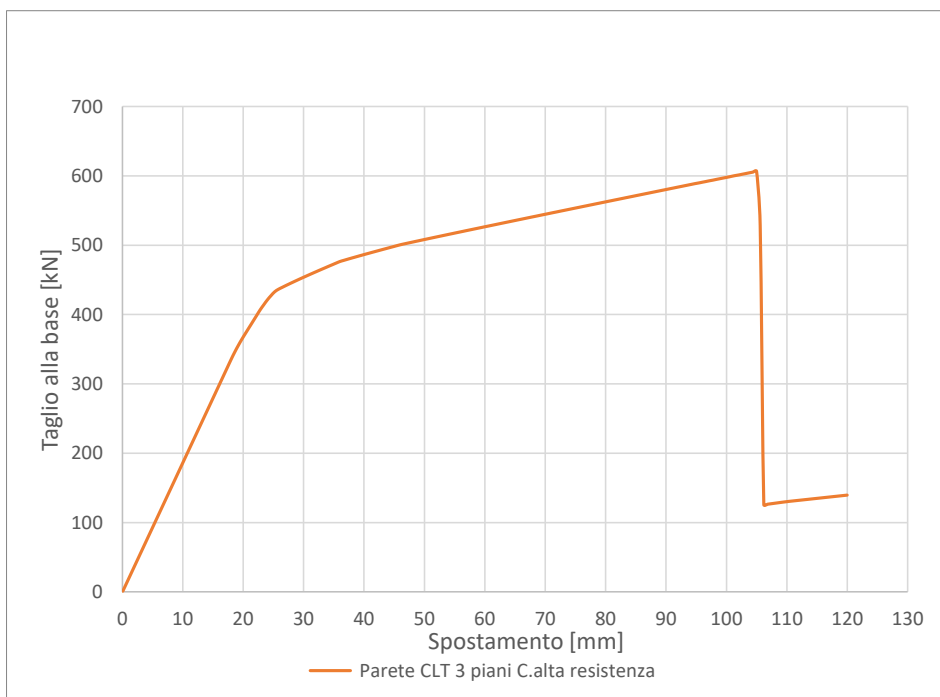


Fig. 6.34 - Curva di push-over2 (proporzionale alle masse)

Analizzando la curva di push-over1 (distribuzione proporzionale ai modi di vibrare), si hanno le seguenti modalità di rottura:

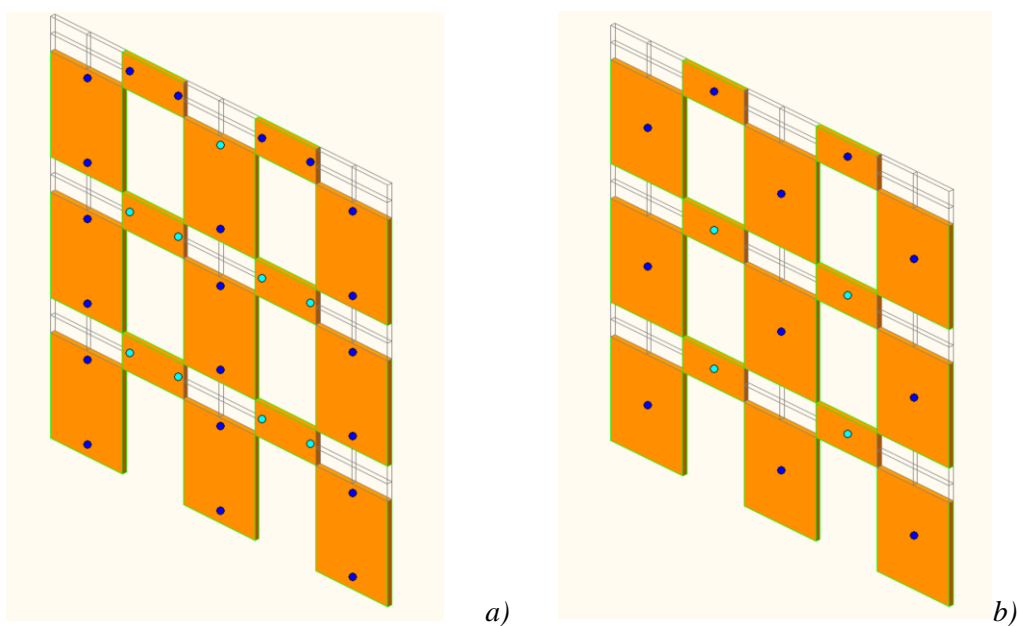


Fig. 6.35 - Cerniere plastiche a 33.00 mm e 372.72 kN; a) a flessione, b) a taglio

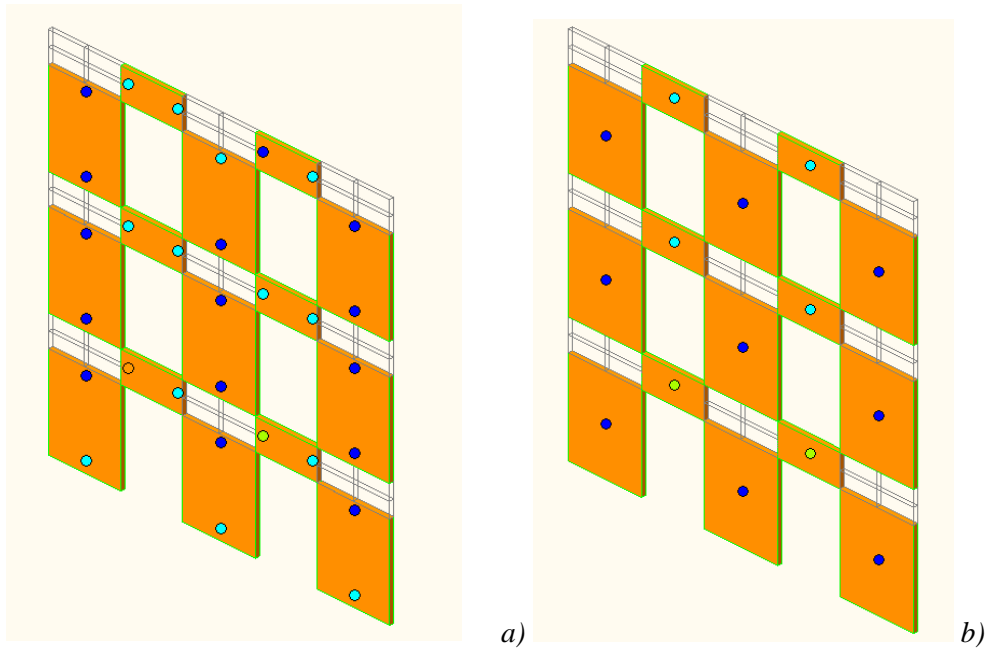


Fig. 6.36 - Cerniere plastiche a 111 mm e 467.6 kN; a) a flessione, b) a taglio

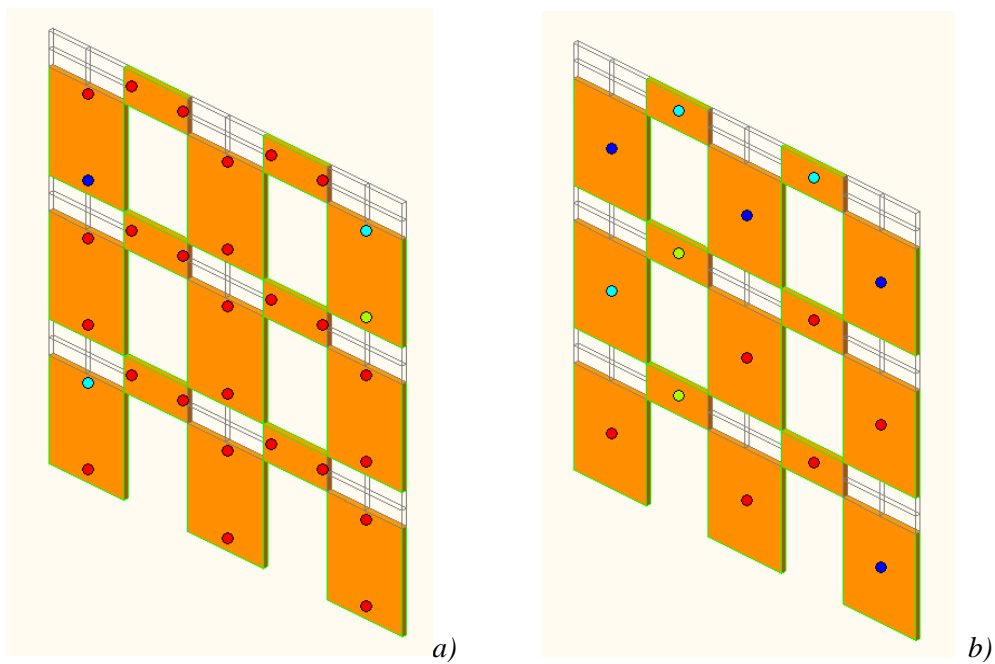


Fig. 6.37 - Cerniere plastiche a 117 mm e 390 kN; a) a flessione, b) a taglio

Si noti che sia le fasce di piano che i maschi incominciano a plasticizzare a 33.00 mm e 372.72 kN (Fig. 6.35), in corrispondenza di questo punto la curva infatti cambia pendenza perché c'è una variazione di rigidità. La rottura delle fasce di piano e dei maschi avviene contemporaneamente sia per taglio che per flessione a 111 mm e 467.6 kN.

Raggiunto lo spostamento ultimo a 117 mm e 390 kN vi è il collasso di tutta la parete.

Si tralascia la rappresentazione della formazione delle cerniere plastiche dell'analisi svolta con le forze inerziali proporzionali alle masse poiché si hanno dei meccanismi di rottura analoghi a quelli precedenti.

6.3.2. CONNESSIONI CON BASSA RESISTENZA

In questa configurazione si assegnano ai maschi due hold-down e alle fasce di piano due angolari, con le seguenti caratteristiche:

Maschio	piano 1	piano 2	piano 3
fhd [MPa]	12.00	12.00	12.00
Rtaglio ang [kN]	50.00	50.00	50.00
fvk0 [Mpa]	0.83	0.83	0.83
R hold down [kN]	50.00	50.00	40.00
Hp [kN]	100.00	100.00	80.00

Tab. 6 - Proprietà delle cerniere plastiche assegnate ai maschi

Fascia	piano 1	piano 2	piano 3
fhd [MPa]	12.00	12.00	12.00
Rtaglio ang [kN]	150.00	150.00	50.00
fvk0 [Mpa]	3.13	3.13	1.04
R hold down [kN]	50.00	50.00	40.00
Hp [kN]	100.00	100.00	80.00

Tab. 7 - Proprietà delle cerniere plastiche assegnate alle fasce di piano

Dall'analisi di push-over si ricavano le seguenti curve:

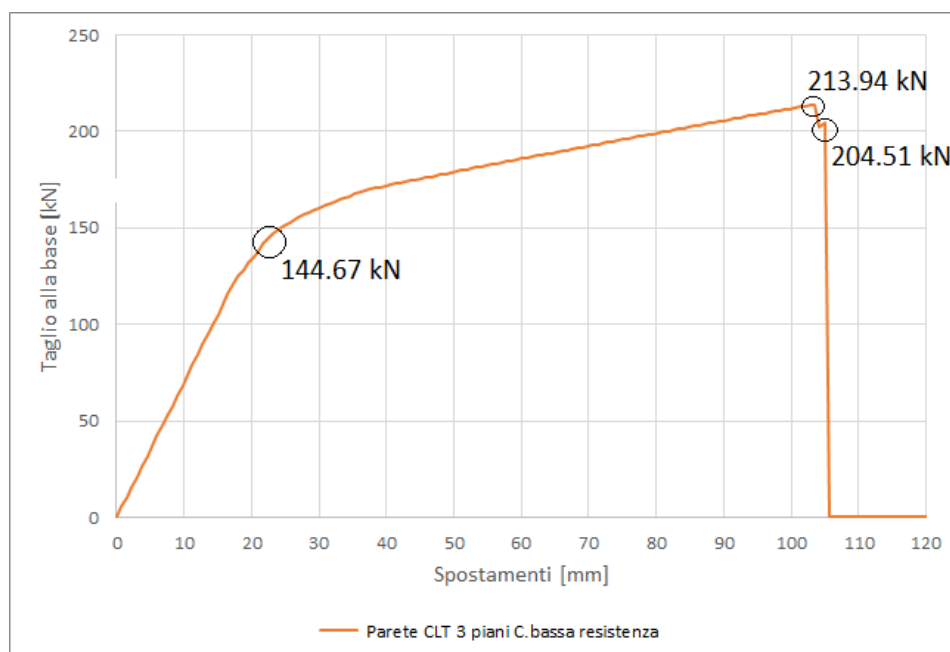


Fig. 6.38 - Curva di push-over1 (proporzionale ai modi di vibrare)

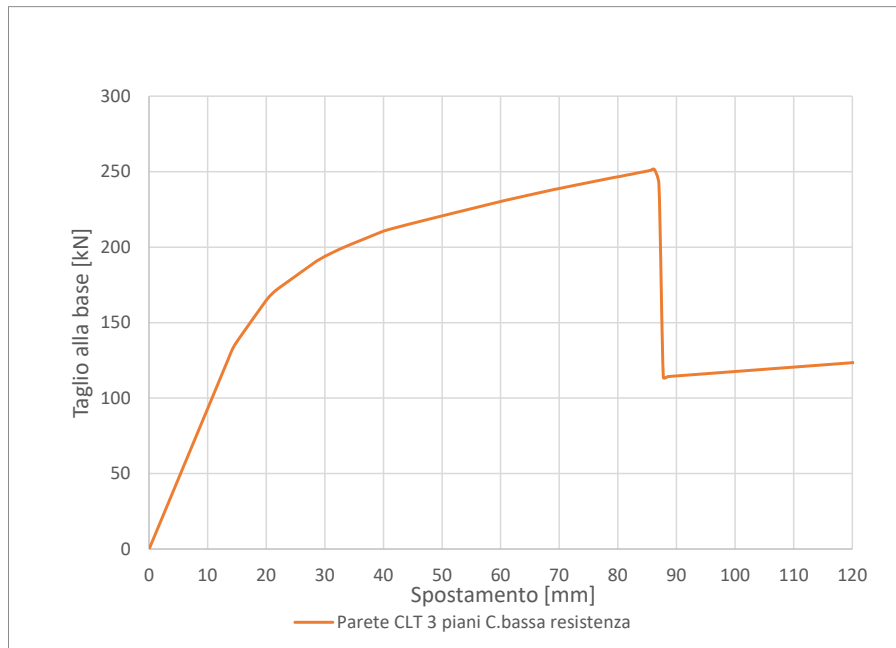


Fig. 6.39 - Curva di push-over2 (proporzionale alle masse)

Analizzando la curva di push-over1 (proporzionale ai modi di vibrare), si hanno le seguenti modalità di rottura:

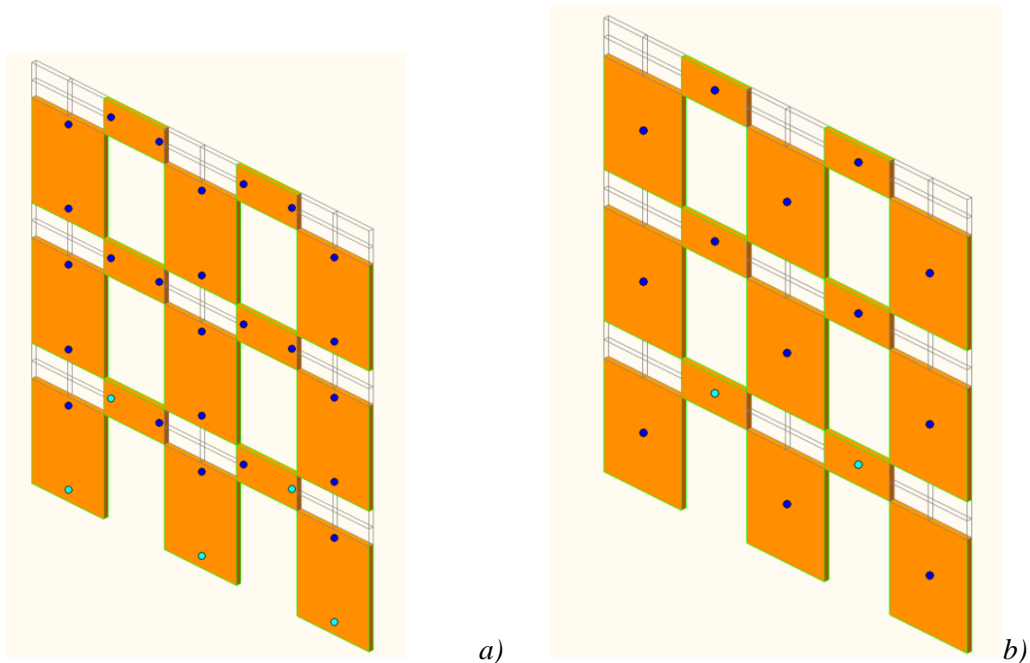


Fig. 6.40 - Crisi cerniere plastiche a 22.50 mm e 144.67 kN; a) a flessione, b) a taglio

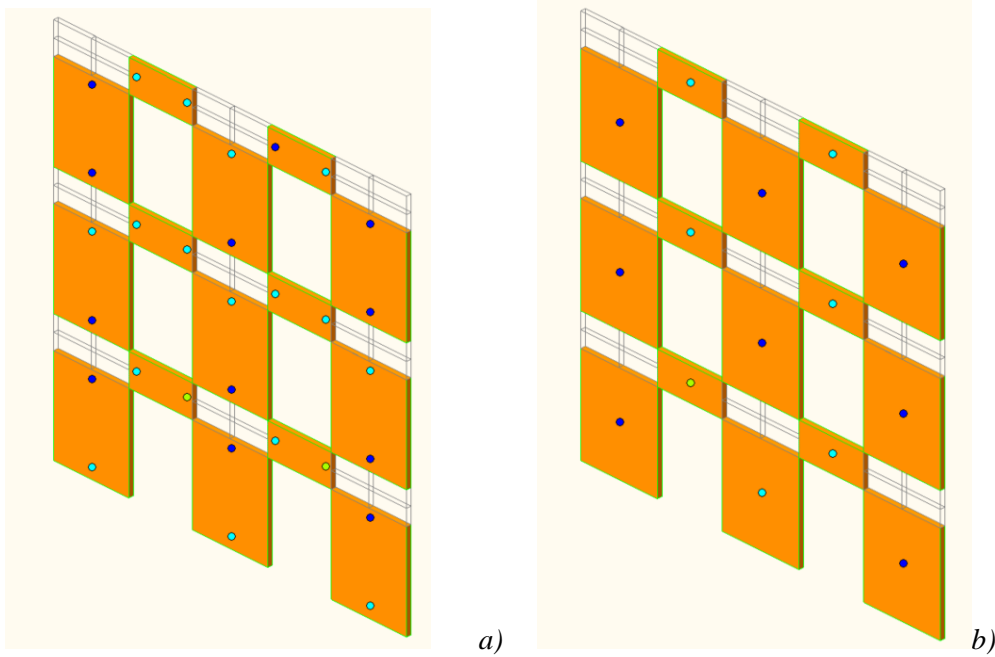


Fig. 6.41 - Crisi cerniere plastiche a 104.25 mm e 213.94 kN; a) a flessione, b) a taglio

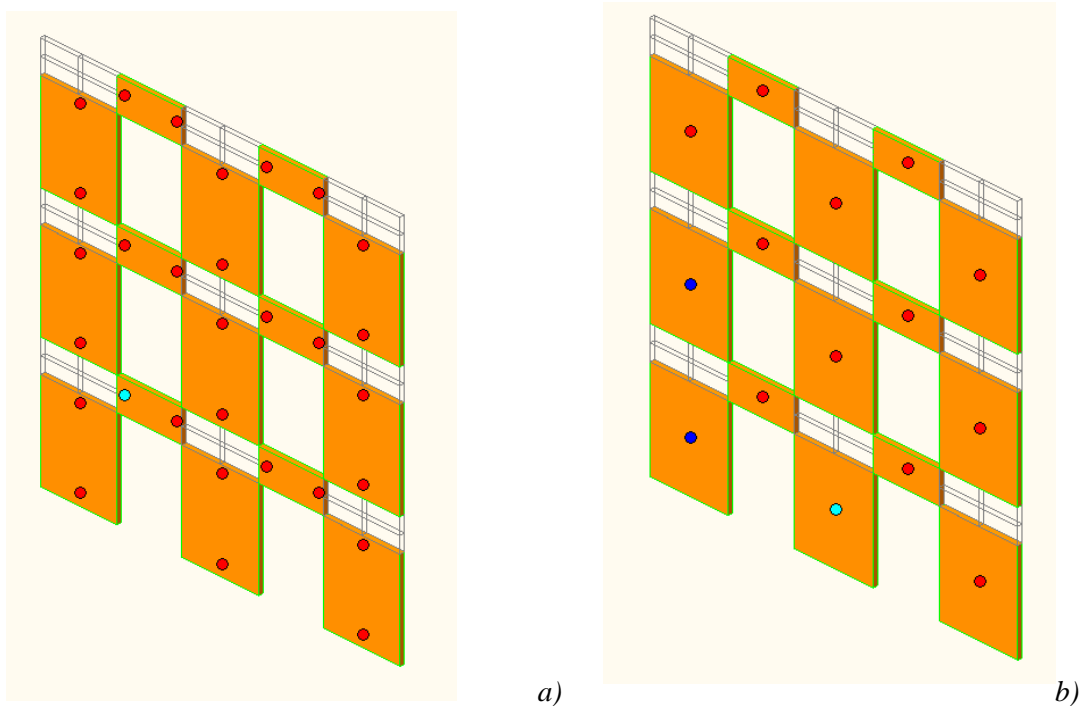


Fig. 6.42 - Crisi cerniere plastiche a 105.82 mm e 204.51 kN; a) a flessione, b) a taglio

Si noti che sia le fasce di piano che i maschi incominciano a plasticizzare a 22.50 mm e 144.67 (Fig. 6.40), in corrispondenza di questo punto la curva infatti cambia pendenza perché c'è una variazione di rigidità. La rottura delle fasce di piano avviene contemporaneamente sia per taglio che per flessione a 104.25 mm e 213.94 kN.

Raggiunto lo spostamento ultimo a 105.82 mm e 204.51 kN vi è il collasso di tutta la parete.

Si tralascia la rappresentazione della formazione delle cerniere plastiche dell'analisi svolta con le forze inerziali proporzionali alle masse poiché si hanno dei meccanismi di rottura analoghi a quelli precedenti.

6.3.3. CONFRONTO TRA PARETI CON CONNESSIONI AD ELEVATA E BASSA RESISTENZA

Si espone in seguito la curva di push-over ottenuta con un'analisi effettuata con forze proporzionali ai modi di vibrare della parete con connessioni ad elevata resistenza sovrapposta a quella con connessioni a bassa resistenza:

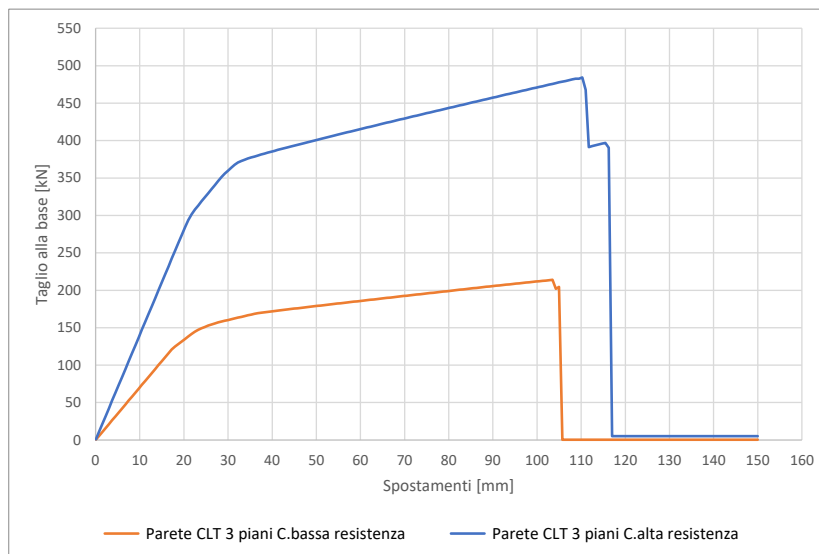


Fig. 6.43 - Confronto curve di push-over1 (proporzionale al modo di vibrare)

Dal confronto tra le curve di capacità delle due pareti possiamo notare che:

- la pendenza del tratto iniziale elastico della curva con connessioni ad alta resistenza è maggiore rispetto all'altra poiché per la prima si ha utilizzato un modulo elastico equivalente che è il doppio della seconda;
- nella parete con connessioni, aventi maggiore capacità portante, la resistenza al taglio massima è incrementata di circa 2.5 volte rispetto all'altra parete;
- lo spostamento ultimo è dello stesso ordine di grandezza in entrambe;
- la plasticizzazione e il collasso delle cerniere plastiche avvengono per valori di spostamento simili, quello che cambia è il valore di taglio alla base massimo che nel caso di connessioni con elevata resistenza risulta maggiore.

Lo stesso ragionamento è valido per la curva di push-over2 con forze inerziali proporzionali alle masse.

6.3.4. CONFRONTO TRA PARETE IN CLT E PARETE IN MURATURA

La parete in muratura, presa come riferimento, ha la stessa geometria e proprietà meccaniche di quella di cap.5.

Si vuole confrontare le curve ottenute da un'analisi di push-over con forze proporzionali al primo modo di vibrare di pareti a tre piani in CLT, con connessioni ad alta e bassa capacità portante, e in muratura.

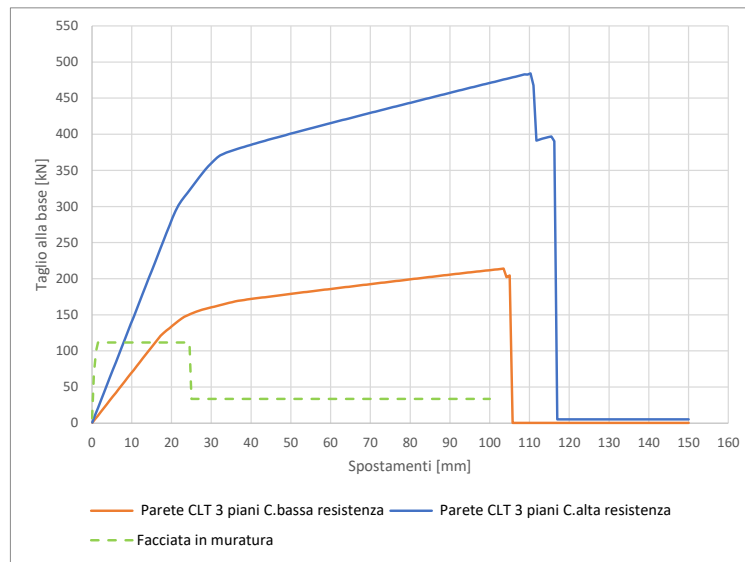


Fig. 6.44 - Confronto curve di push-over1 (proporzionale al modo di vibrare)

Dal confronto tra le curve di capacità delle pareti possiamo notare che:

- il tratto iniziale elastico delle pareti in CLT ha una pendenza minore di quella della parete in muratura, che essendo più rigida ha il modulo elastico maggiore (5884 Mpa) rispetto a quello della parete in CLT (900/1800 Mpa). Questo vuol dire che essendo la parete in CLT meno rigida plasticizzerà a valori di spostamento e di taglio alla base maggiori;
- la parete in CLT è anche molto più duttile e resistente di quella in muratura, quindi collasserà per valori maggiori di spostamento e taglio alla base.

6.4. PARETE IN CLT ACCOPPIATA A PARETE IN MURATURA

L'obiettivo della modellazione qui descritta è l'analisi del comportamento di una parete in Xlam accoppiata ad una parete muraria (es. di un edificio esistente) per mezzo di bielle al fine di valutare se, in questo caso, sia possibile registrare un incremento di resistenza e di duttilità della risposta strutturale. In particolare, si vuole studiare l'interazione delle due facciate collegate da bielle, andando

ad esaminare i vari meccanismi di rottura e confrontare la curva di push-over globale con quelle delle singole pareti.

Si utilizzano le bielle rigide come elementi di collegamento tra le due pareti perché si vogliono trasferire solamente le azioni orizzontali.

La geometria e le proprietà meccaniche delle pareti sono le medesime del cap.5 per quanto riguarda la muratura e del cap. 6.3 per quanto riguarda il CLT.

Le bielle di collegamento tra le due pareti sono di dimensioni 100x100mm, con modulo elastico pari a quello dei nodi rigidi della parete muraria (Fig. 5.5).

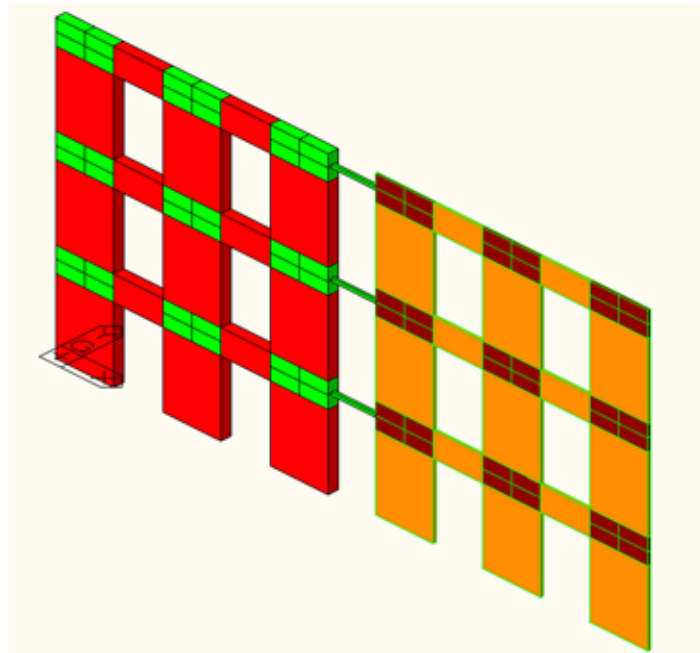


Fig. 6.45 - Vista 3D delle due pareti collegate con bielle

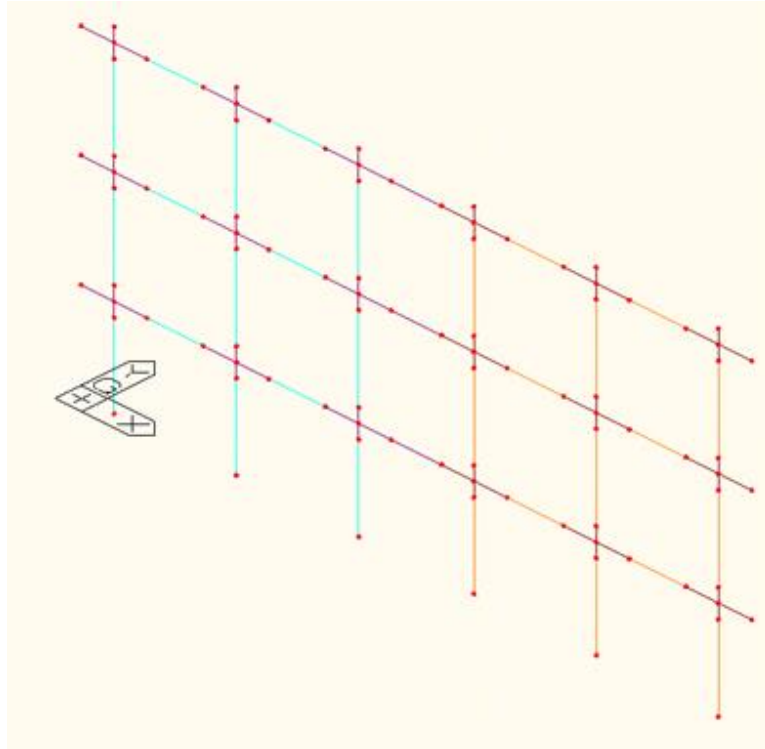


Fig. 6.46 - Modello a telaio equivalente delle due pareti accoppiate

Le pareti sono incastrate alla base, prive di carico verticale applicato a parte il peso proprio.

Per i maschi e le fasce di piano della parete in CLT si è utilizzata una modellazione a fascia, mentre per i maschi e le fasce della muratura rispettivamente una modellazione a maschio e una a fascia. Le proprietà delle cerniere plastiche degli elementi in CLT saranno quindi riferite alle connessioni a trazione (hold-down) e a taglio (angolari), mentre quelle della muratura alle resistenze della stessa.

Si sono effettuate, come con una singola parete in CLT, più prove al variare della resistenza delle connessioni. Come dimostrato dal cap.6.3.3 i meccanismi di rottura delle prove con connessioni ad elevata resistenza e bassa resistenza sono pressappoco gli stessi, gli elementi andranno in crisi a valori molto simili di spostamento, quello che cambia è solamente il valore massimo di resistenza a taglio, per semplicità quindi si espone solo quella con le connessioni più resistenti.

Le cerniere plastiche, assegnate ad ogni elemento della parete in CLT, avranno la stessa configurazione di curva primaria del modello del singolo pannello, quindi con spostamenti incrementati, e con un incrudimento positivo.

Si considerano le stesse impostazioni delle cerniere plastiche sia per la muratura che per le pareti in CLT viste nei cap. 5.1 e 6.3.

Le curve estratte dall'analisi puh-over sono le seguenti:

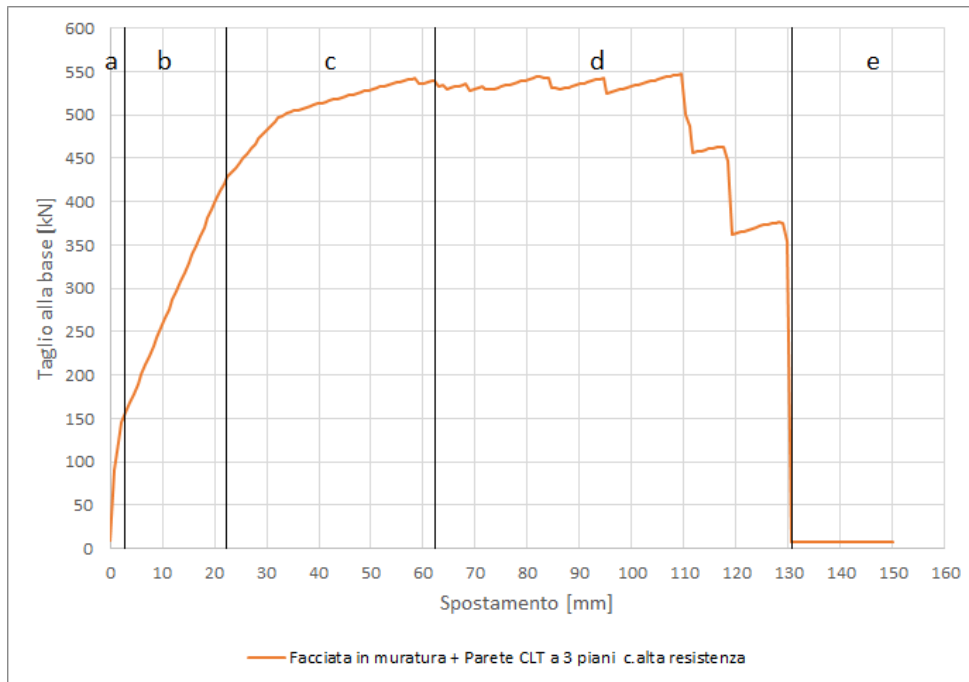


Fig. 6.47 - Curva di push-over1 (proporzionale ai modi di vibrare)

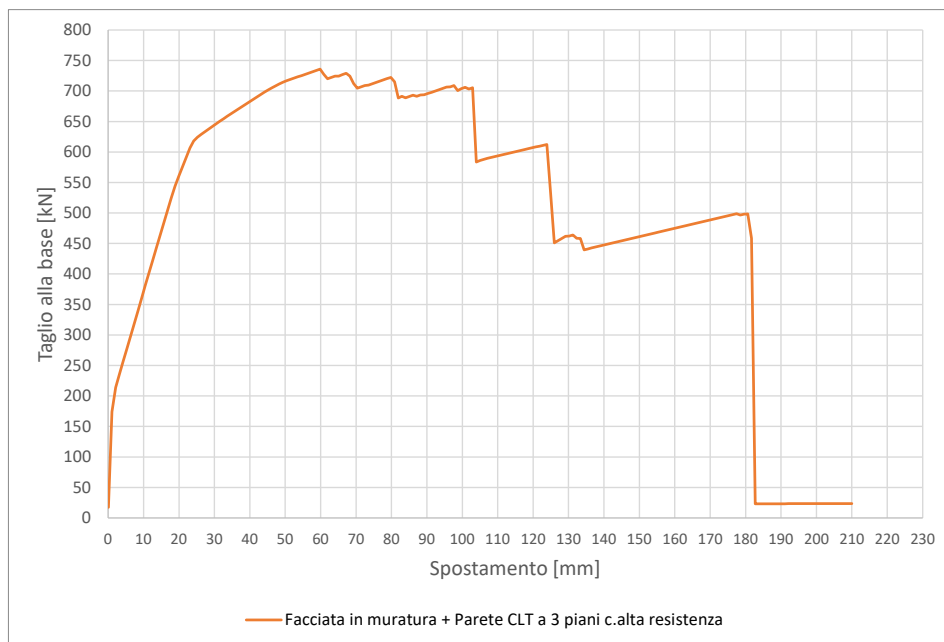


Fig. 6.48 - Curva di push-over2 (proporzionale alle masse)

Analizzando la curva di push-over1 (proporzionale ai modi di vibrare), si hanno le seguenti modalità di rottura:

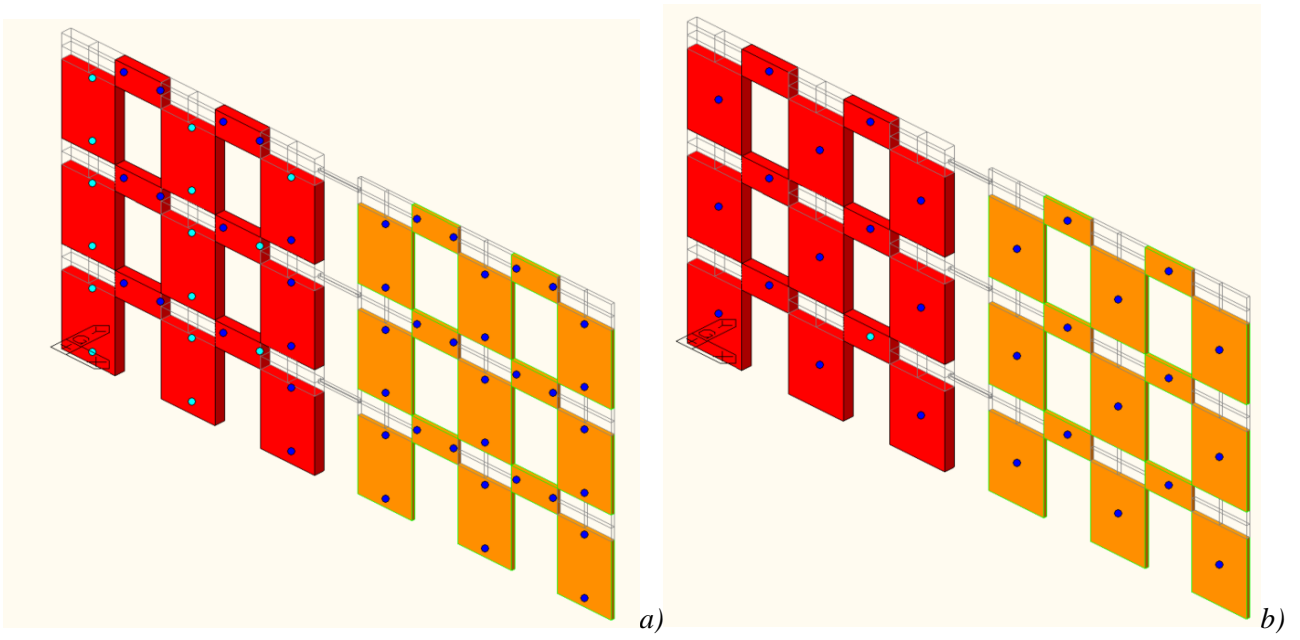


Fig. 6.49 - Cerniere plastiche a 2.25 mm e 145.66 kN; a) a flessione, b) a taglio

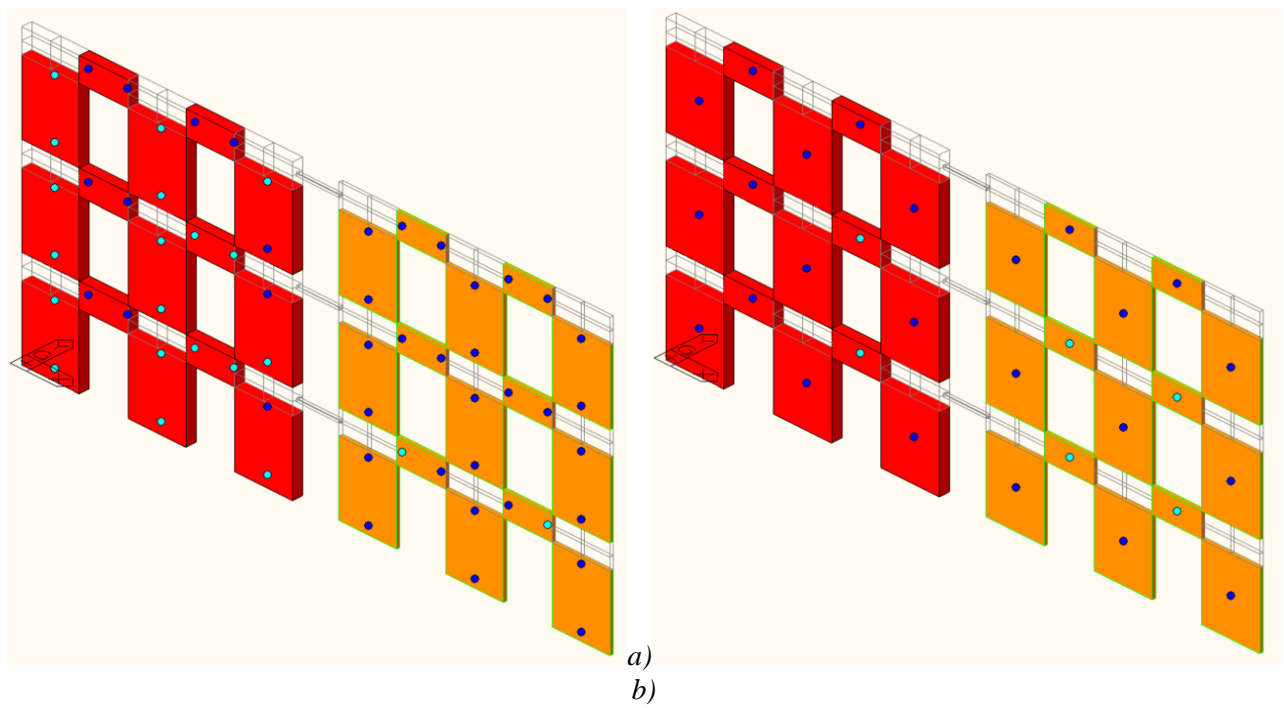


Fig. 6.50 - Cerniere plastiche a 21.00 mm e 413.01 kN; a) a flessione, b) a taglio

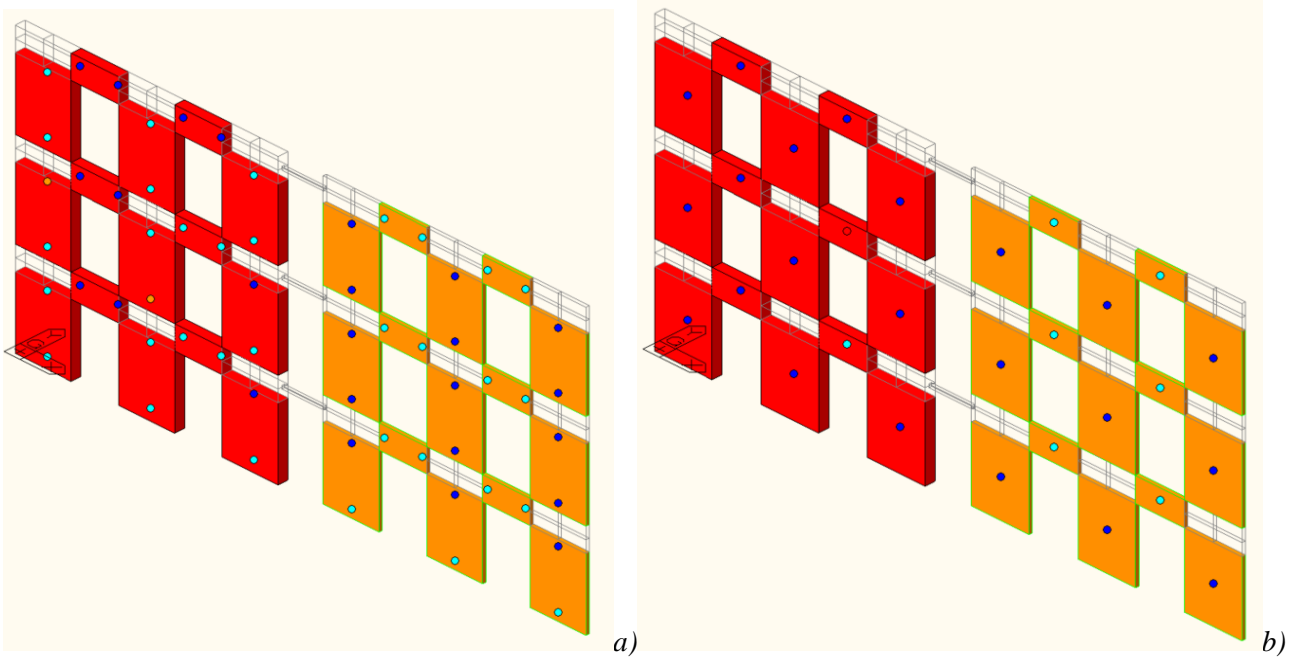


Fig. 6.51 - Cerniere plastiche a 63.00 mm e 539.42 kN; a) a flessione, b) a taglio

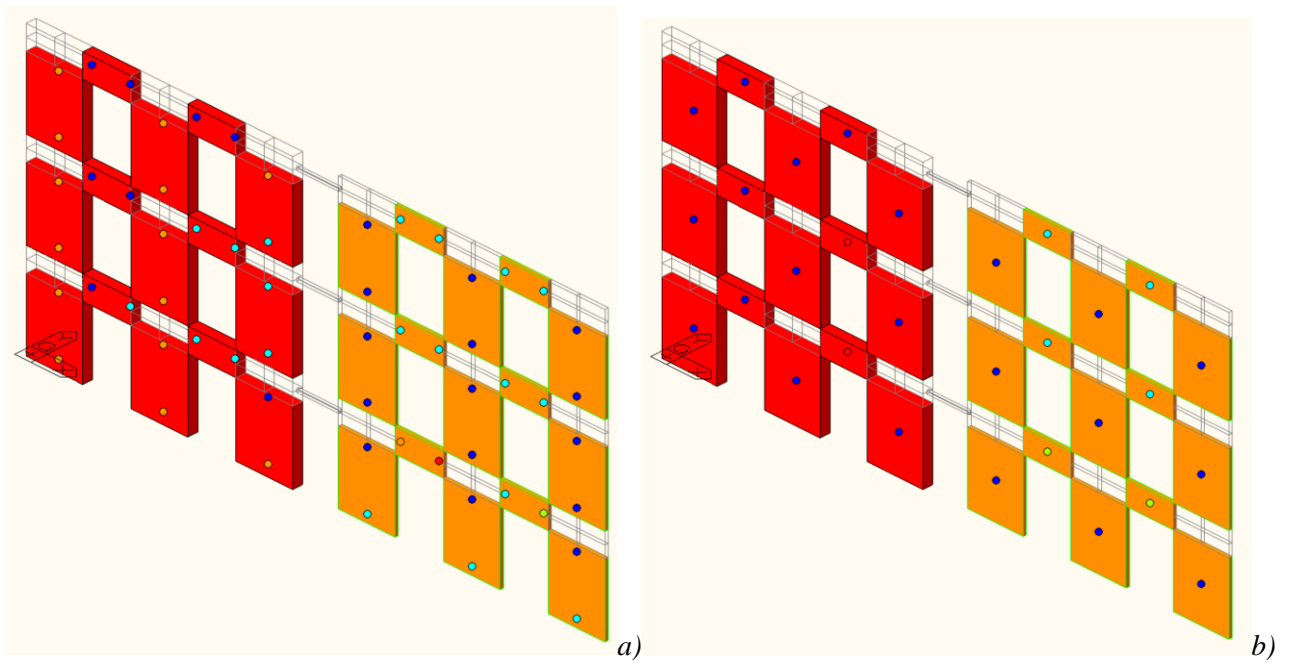


Fig. 6.52 - Cerniere plastiche a 110.25 mm e 547.89 kN; a) a flessione, b) a taglio

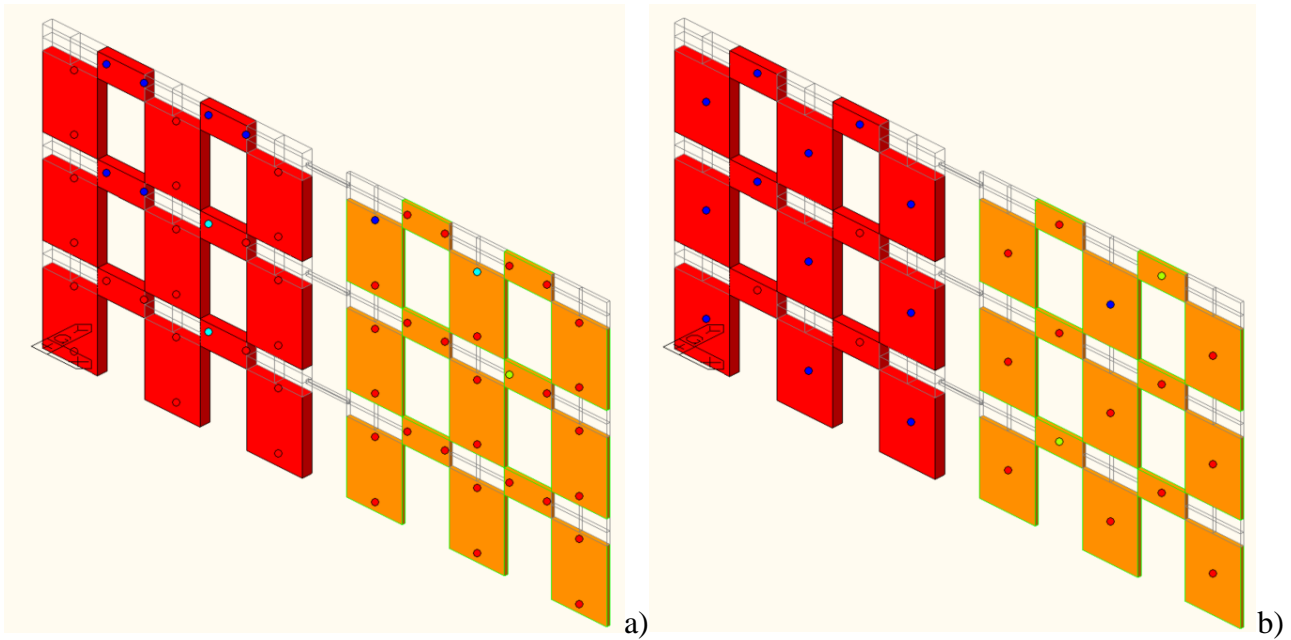


Fig. 6.53 - Cerniere plastiche a 130.50 mm e 353.73 kN; a) a flessione, b) a taglio

Si avranno cinque fasi distinte (Fig. 6.47):

- a) fase elastica;
- b) snervamento delle pareti in muratura (Fig. 6.49);
- c) snervamento delle pareti in CLT (Fig. 6.50);
- d) crisi delle pareti in muratura (Fig. 6.51) e delle pareti in CLT (Fig. 6.52);
- e) collasso di tutte le pareti (Fig. 6.53).

Le modalità di rottura analizzate avvengono contemporaneamente sia per taglio che per momento.

Nel primo tratto si è in fase elastica, con una pendenza data dal modulo elastico della muratura.

Nel secondo tratto vi è un cambio di pendenza dato dal fatto che a 2.25 mm e 145.66 kN cominciano a plasticizzare i maschi e le fasce della facciata in muratura

Nella fase seguente plasticizzano anche le pareti in CLT a circa 21.00 mm e 413.01 kN andando a modificare ulteriormente la pendenza della curva.

Nella fase *d* si ha il classico andamento a “scalini” dovuto alla crisi degli elementi in muratura a 63.00 mm e 539.42 kN, successivamente a 110.25 mm e 547.89 kN vanno in crisi anche le fasce di piano della parete in CLT.

Si raggiungerà lo spostamento ultimo in corrispondenza di 130.50 mm e 353.73 kN in cui si avrà il collasso di entrambe le pareti.

Si tralascia la rappresentazione della formazione delle cerniere plastiche dell’analisi svolta con le forze inerziali proporzionali alle masse poiché si hanno dei meccanismi di rottura analoghi a quelli precedenti.

6.4.1. CONFRONTO TRA PARETI ACCOPIATE E SINGOLE PARETI MURARIE E IN CLT

Nel seguente grafico si è rappresentata la curva di push-over globale sovrapposta a quella delle singole pareti in CLT e in muratura; per cercare di capire come queste interagiscano tra di loro.

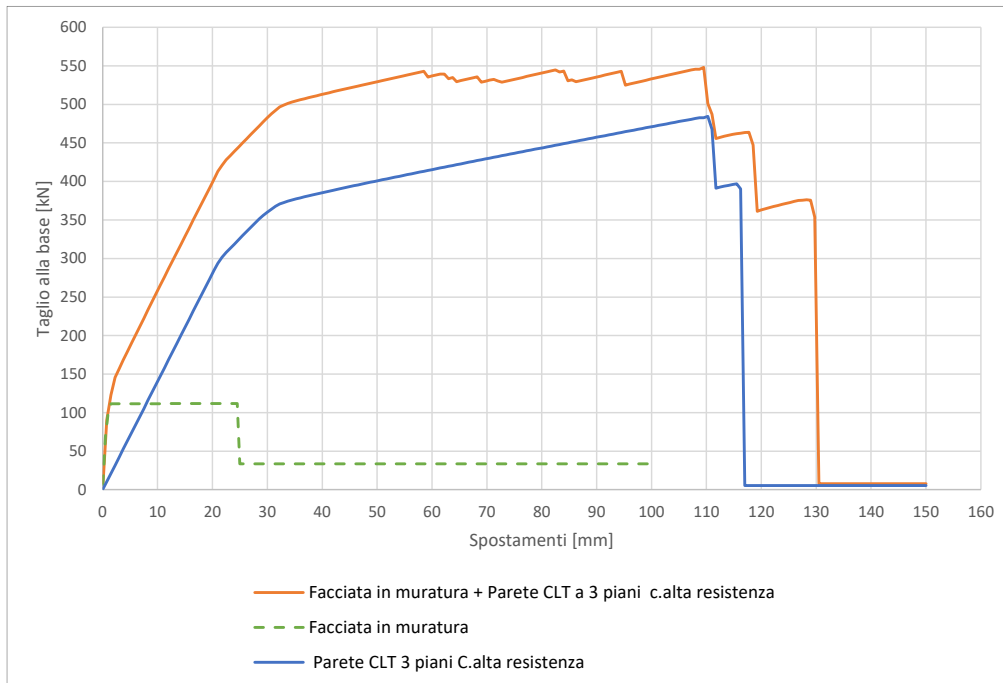


Fig. 6.54 - Confronto curve di push-over1 (proporzionale al modo di vibrare)

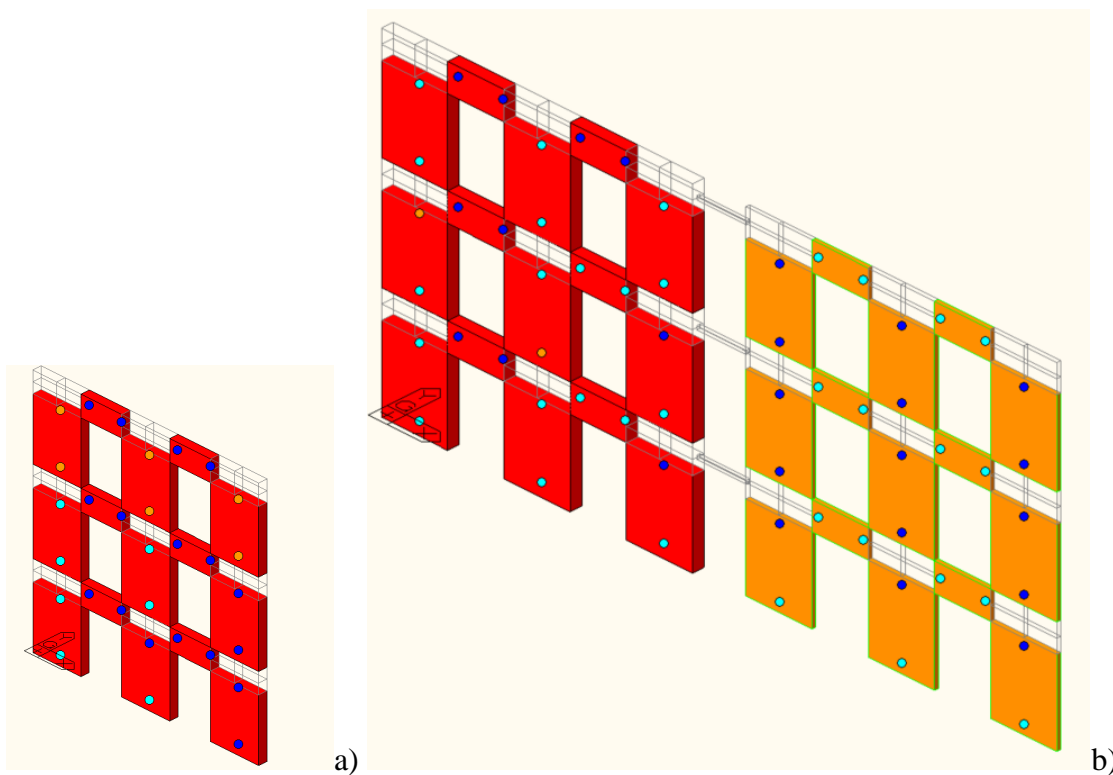


Fig. 6.55 - Crisi cerniere plastiche a flessione; a) della parete in muratura a 25.00 mm e 111.71 kN, b) della parete in muratura accoppiata con quella in CLT a 63.00 mm e 539.42 kN

Dal confronto tra le curve di push-over delle pareti di Fig. 6.54 si nota che:

- si noti come grazie all'accoppiamento tra le due pareti si è riusciti ad incrementare la resistenza del sistema globale, in particolare una volta che la muratura va in crisi subentra il CLT a farsi carico delle sollecitazioni;
- la presenza della parete in CLT contribuisce ad incrementare la resistenza e la duttilità del sistema globale;
- la presenza della parete in CLT ritarda la rottura della facciata in muratura, in particolare nel caso della sola facciata in muratura si ha la crisi a 25.00 mm e 111.71 kN, mentre nel caso di pareti accoppiate si ha la crisi della muratura a 63.00 mm e 539.42 kN. Inoltre, si evita la formazione di un meccanismo di piano debole (Fig. 6.55);
- la curva di push-over globale inizialmente ha la stessa pendenza di quella della facciata in muratura, che è la parete più rigida; assume la pendenza del pannello in CLT quando la facciata in muratura comincia a plasticizzare, successivamente si ha il “ginocchio” dovuto alla plasticizzazione del CLT in entrambe le curve (arancione e blu) in corrispondenza dello stesso spostamento, in particolare a 21.00 mm;
- si noti che la rottura del CLT nel caso di singola parete e nel caso di pareti accoppiate si localizza in prossimità dello stesso spostamento pari a 110 mm.

7. CASI DI STUDIO

Nei paragrafi precedenti è stata effettuata una calibrazione ed una validazione del modello utilizzato per il CLT. Si è poi studiato l'accoppiamento di una parete in muratura e una in CLT valutando i benefici ottenuti.

Ora si vuole applicare il modello a telaio equivalente ad un caso di studio.

7.1. DESCRIZIONE CASO DI STUDIO

L'obiettivo dell'analisi di un caso studio è la valutazione del miglioramento sismico derivato dall'inserimento, a tutta altezza, di pannelli in CLT o in muratura in un edificio esistente privo di tamponature interne e caratterizzato da una dimensione in pianta prevalente rispetto a quella ortogonale. Si sono effettuate numerose analisi, considerando un numero variabile di pannelli in CLT o in muratura, diversa rigidità dei solai e infine diversa capacità portante delle connessioni nei pannelli in CLT.

7.1.1. INQUADRAMENTO DELL'EDIFICIO ESISTENTE

Il caso di studio preso in considerazione è un edificio a tre piani in muratura, a pianta rettangolare allungata, avente altezza pari a 9.6 m.

La facciata del lato maggiore è lunga 28 m ed ha aperture di larghezza 1.25 m e altezza 2.4 m, mentre la facciata del lato minore di 9.4 m con aperture di larghezza 1.7 m e altezza 2.4 m.

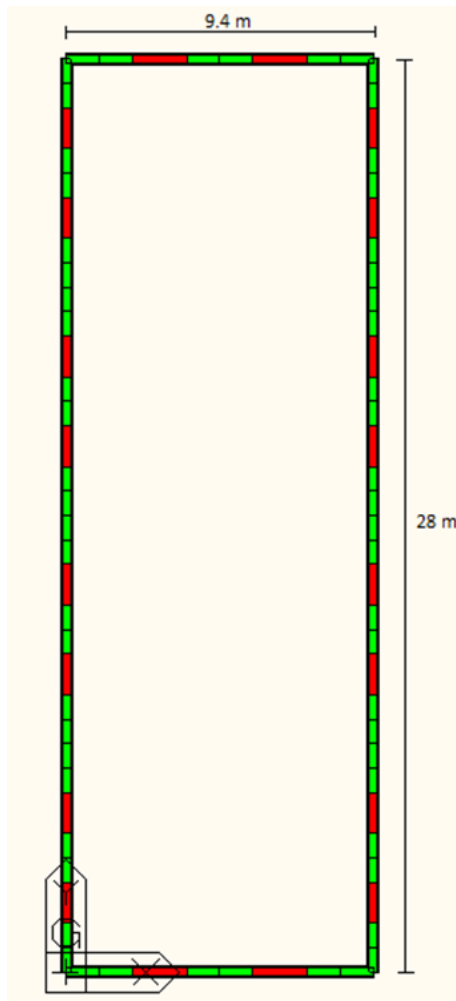


Fig. 7.1 -Pianta dell'edificio esistente

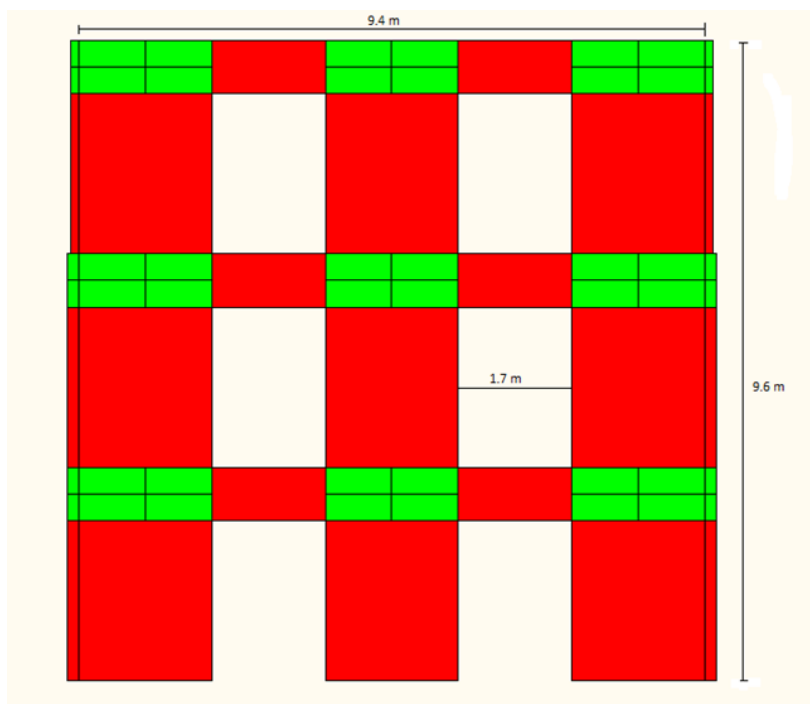


Fig. 7.2 - Prospetto sud dell'edificio esistente

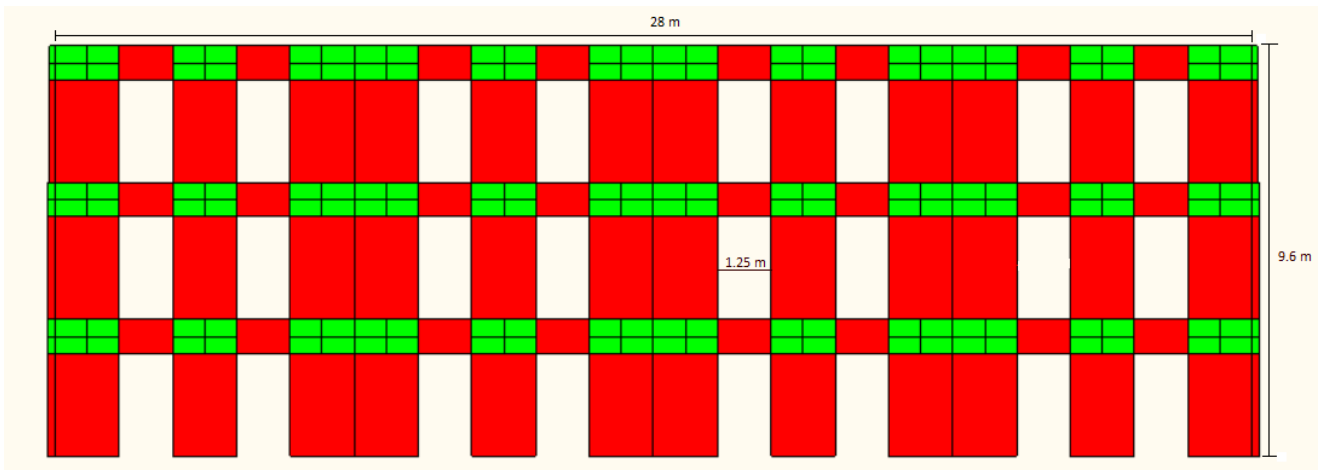


Fig. 7.3 - Prospetto ovest dell'edificio esistente

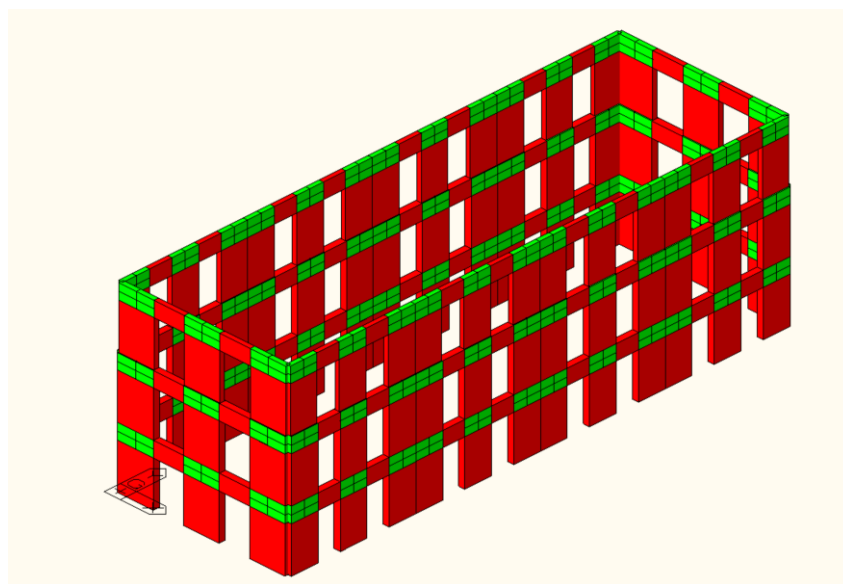


Fig. 7.4 - Vista 3D dell'edificio esistente

Le dimensioni dei vari elementi delle facciate sono le seguenti:

FACCIATA CORTA				FACCIATA LUNGA			
MASCHIO	t [mm]	h [mm]	l [mm]	MASCHIO	t [mm]	h [mm]	l [mm]
1 piano	350	2000	2400	1 piano	350	800	2400
2 piano	350	2000	2400	2 piano	350	800	2400
3 piano	250	2000	2400	3 piano	250	800	2400
FASCIA	t [mm]	h [mm]	l [mm]	FASCIA	t [mm]	h [mm]	l [mm]
1 piano	350	800	1700	1 piano	350	800	1250
2 piano	350	800	1700	2 piano	350	800	1250
3 piano	250	800	1700	3 piano	250	800	1250

Tab. 8 - Dimensioni facciata; a sinistra lato corto, a destra lato lungo

Dove t è lo spessore della sezione di ogni singolo elemento, h l'altezza della sezione di ogni singolo elemento e l è la lunghezza dell'elemento.

Le caratteristiche meccaniche della muratura impiegata per le facciate sono le stesse viste nel cap.5.1.

Si considera infine un solaio di 20 cm in legno, con modulo elastico $E = 5700 \text{ Mpa}$, coefficiente di Poisson $\nu = 0.35$ e Peso specifico $\gamma = 3.923 \text{ kN/m}^3$.

7.1.2. ANALISI DEI CARICHI

7.1.2.1. Solaio di copertura

Si calcola il carico permanente strutturale dato dal solaio in legno descritto nel capitolo precedente:

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE				
COMPONENTE	γ [kN/m ³]	t [m]	[kN/m ²]	[kN/m]
SOLAIO IN LEGNO	3.92	0.20	0.78	3.69

Tab. 9 -Carico permanente strutturale

Per il carico permanente non strutturale si utilizza il seguente pacchetto di solaio per una copertura praticabile solo per manutenzione:

CARICO PERMANENTE NON STRUTTURALE				
COMPONENTE	γ [kN/m ³]	t [m]	[kN/m ²]	[kN/m]
INTONACO	24.00	0.01	0.24	1.13
BARRIERA A VAPORE	9.40	0.01	0.05	0.22
ISOLANTE TERMICO	8.00	0.08	0.64	3.01
GUAINA IMPERMEABILE		0.01	0.05	0.24
SOTTOTEGOLE		0.02	0.35	1.65
TEGOLE			0.60	2.82
TOTALE				9.06

Tab. 10 -Carico permanente non strutturale

Per quanto riguarda i carichi accidentali in un solaio di copertura si fa riferimento all'NTC2018 (cap.3.1.4). I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, e i carichi dovuti dalla neve.

La destinazione d'uso per la copertura di Cat. H-I-K (coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione), e secondo normativa sarà uguale a:

$$q_k(\text{Cat. H - I - K}) = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è da valutare mediante l'espressione:

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

I parametri indicati assumono i significati seguenti:

- q_s : carico neve sulla copertura;

- μ_i : coefficiente di forma per le coperture;
- q_{sk} : valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo;
- C_E : coefficiente di esposizione;
- C_t : coefficiente termico.

Poiché si trova in ZONA I-Mediterranea, ed ha una quota rispetto al livello del mare pari a: $a_s = 47$ m, ed essendo $a_s < 200$ m, avremo che:

$$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Per la determinazione dei coefficienti di esposizione C_E e del coefficiente di forma μ_i si fa riferimento alle tabelle riportate di seguito.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Coefficiente di forma	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tenere conto della riduzione del carico della neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. In mancanza di uno specifico e documentato studio deve essere utilizzato:

$$C_t = 1.0$$

In conclusione, il valore di q_s è pari a:

$$q_s = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

7.1.2.2. Solaio di interpiano

Si calcola il carico permanente strutturale dato dal solaio in legno descritto nel capitolo precedente:

CARICO PERMANENTE STRUTTURALE				
COMPONENTE	γ [kN/m ³]	t [m]	[kN/m ²]	[kN/m]
SOLAIO IN LEGNO	3.92	0.20	0.78	3.69

Tab. 11 - Carico permanente strutturale

Per quanto riguarda i carichi accidentali in un solaio interpiano si fa riferimento all'NTC2018 (cap.3.1.4). I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, che sono per ogni piano dell'edificio di Cat. A (ad uso residenziale).

$$q_k(\text{Cat. A}) = 2 \text{ kN/m}^2$$

Si applicano dei carichi per unità di lunghezza sui lati lunghi della facciata, in particolare si hanno i seguenti carichi per piano:

PIANO	CARICHI [kN/m]
1	38.542068
2	33.748162
3	28.954256

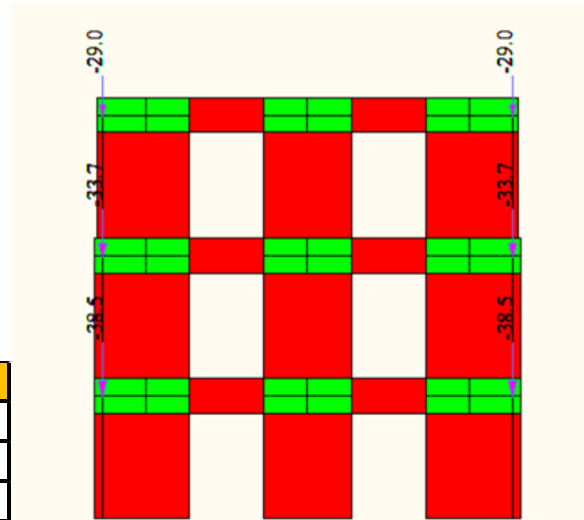


Fig. 7.5 - Carichi applicati su ogni piano

Nei seguenti capitoli si andranno a descrivere la geometria e le caratteristiche meccaniche delle facciate aggiunte all'edificio preso come caso di studio, andando ad esporre le diverse configurazioni impiegate.

Si decide di utilizzare due tipologie costruttive molto diverse tra di loro per le facciate, una in CLT e una in muratura, per vedere il comportamento globale della struttura in caso di azioni sismiche.

Le facciate in CLT saranno caratterizzate da un'elasticità maggiore rispetto a quelle della muratura che è più rigida e allo stesso tempo sfruttano la deformabilità delle connessioni (angolari e hold-down) per conferire una maggiore duttilità al sistema.

Oltre alle diverse tipologie costruttive adottate per le facciate, si considera anche il diverso numero di facciate aggiunte, una al centro o tre distribuite uniformemente nel lato lungo dell'edificio, questo per vedere se è sufficiente una sola parete o no per avere determinati valori di resistenza.

7.1.3. EDIFICIO ESISTENTE CON L'AGGIUNTA DI PARETI IN MURATURA

Si aggiungono all'edificio esistente tre facciate in muratura distanti l'una dall'altra 7 m o una soltanto al centro, posta ad una distanza di 14 m da entrambi le pareti dell'edificio; le pareti verticali aggiunte sono scariche.

Le due configurazioni sono le seguenti:

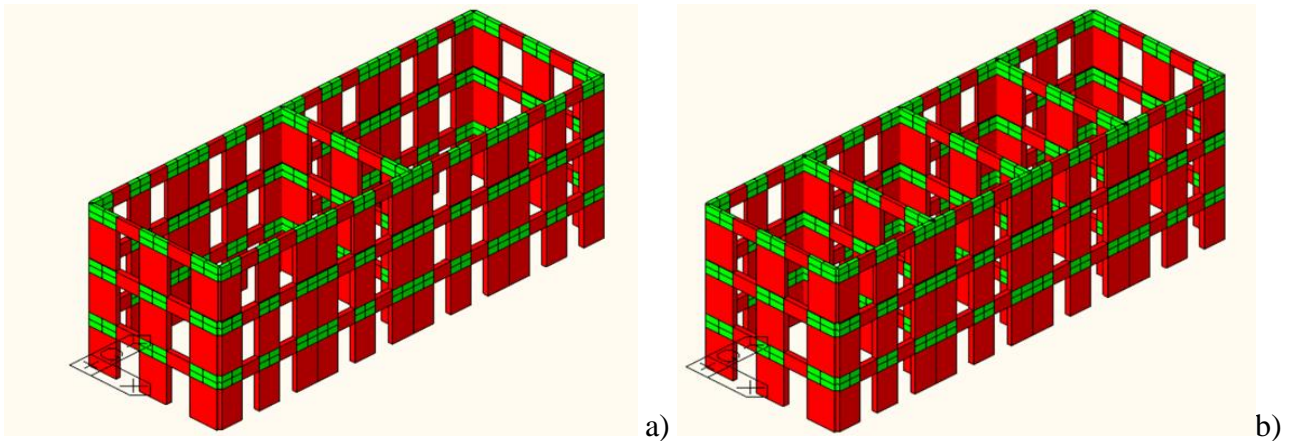


Fig. 7.6 - Vista 3D dell'edificio; a) con l'aggiunta di una facciata al centro, b) con l'aggiunta di tre facciate
 La geometria e le caratteristiche meccaniche delle facciate in muratura aggiuntive sono le medesime del cap.5.1.

7.1.4. EDIFICIO ESISTENTE CON L'AGGIUNTA DI PARETI IN CLT

Nel caso in esame si utilizzano delle facciate aggiuntive in CLT, inserite nelle stesse posizioni di quelle in muratura; inoltre, le pareti verticali aggiunte sono scariche e senza peso proprio.

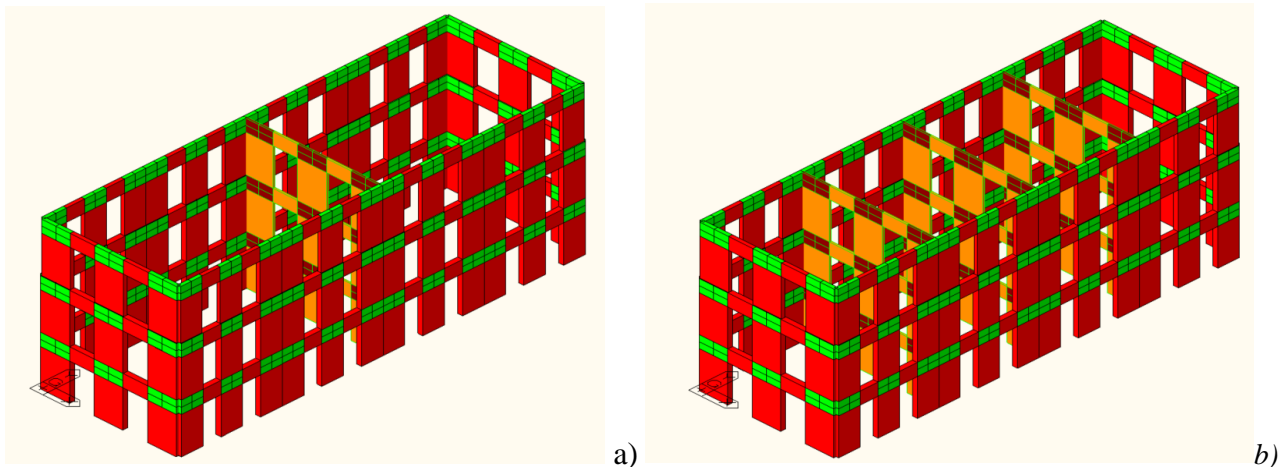


Fig. 7.7 - Vista 3D dell'edificio; a) con l'aggiunta di una facciata al centro, b) con l'aggiunta di tre facciate

La geometria e le caratteristiche meccaniche delle facciate in CLT aggiuntive sono le medesime del cap.6.3, con particolare attenzione alla variazione del modulo elastico equivalente del sistema, che deve tener conto sia della deformabilità dei pannelli in CLT che delle connessioni, per pannelli caratterizzati da connessioni con elevata e bassa capacità portante. Il modulo elastico equivalente per connessioni ad elevata resistenza sarà il doppio di quelle a bassa resistenza.

Le prestazioni del pannello in CLT, oltre ad essere date dal materiale stesso, dipendono quindi anche dalla capacità portante delle connessioni inserite su ogni elemento della facciata. In questa tesi si sono

effettuate diverse prove in funzione di connessioni con elevata resistenza e connessioni con bassa resistenza. In particolare, in caso di connessioni con elevata capacità si assegnano:

- ai maschi del primo piano quattro hold-down e due angolari;
- ai maschi del secondo e terzo piano due hold-down e due angolari;
- alle fasce di tutti i piani due hold-down e due angolari.

Nell caso di connessioni con bassa capacità:

- ai maschi di tutti i piani due hold-down e due angolari;
- alle fasce di tutti i piani due hold-down e due angolari.

7.1.5. SOLAI INFINITAMENTE RIGIDI E SOLAI DEFORMABILI

Un ulteriore distinzione può essere fatta in presenza di solai deformabili o solai infinitamente rigidi. Un solaio infinitamente rigido permette di distribuire le azioni orizzontali in funzione delle rigidità delle pareti, conferendo alla struttura un comportamento al sisma più omogeneo. Questo comporta di conseguenza che l'elemento verticale più rigido assorba una maggiore aliquota di sforzo orizzontale rispetto agli altri.

Nei solai flessibili la ridistribuzione delle forze orizzontali tra gli elementi verticali avviene invece in funzione di un'area di influenza.

Nella configurazione in cui si aggiungono all'edificio dei pannelli in muratura, essendo uguale la rigidità delle pareti, sia che il solaio sia rigido che flessibile le sollecitazioni si distribuiranno uniformemente tra le pareti stesse, con le medesime modalità di rottura. In presenza dei pannelli in CLT invece, essendo meno rigidi della muratura, con solai infinitamente rigidi gli elementi murari risulteranno più sollecitati e si danneggeranno progressivamente, le facciate in CLT saranno caratterizzate da un minor grado di danneggiamento, almeno inizialmente.

Per garantire un minimo di rigidità al sistema, in caso di solai deformabili, si utilizzerà un sistema di controvento orizzontale costituito da tiranti in acciaio di 200x200 mm in corrispondenza dei solai di copertura e dei solai di interpiano.

Inoltre, in presenza dell'edificio, con o senza pareti aggiuntive in muratura, si è cercato di garantire la configurazione deformata con l'utilizzo di altri elementi di controvento aventi le stesse caratteristiche di quelli utilizzati precedentemente eccetto il fatto che le dimensioni siano diverse (20x20 mm nel caso di edificio privo di pareti di tamponamento e 10x10 mm con pareti di tamponamento aggiuntive in muratura).

Si confronteranno quindi i diversi casi di edificio con pannelli in muratura e con pannelli in CLT con un solaio infinitamente rigido, un solaio deformabile (solo nel caso della muratura si considerano i

casi di solaio deformabile con elementi Truss di dimensioni 20x20 mm e 10x10 mm) e un solaio deformabile con elementi di controvento come ulteriore modalità di irrigidimento del solaio.

7.1.6. MODELLAZIONE CASI DI STUDIO

In questo capitolo si illustra brevemente la metodologia di modellazione utilizzata per l'edificio in muratura esistente, per le varie facciate aggiuntive e per i solai.

Tutti gli elementi del caso di studio si modellano con lo stesso software utilizzato nei capitoli precedenti MidasGen, in particolare si utilizza il modello a telaio equivalente.

I criteri di modellazione per un edificio 3D sono pressappoco i medesimi di uno 2D (si veda le modellazioni delle pareti svolte nei capitoli precedenti), con però due ulteriori accorgimenti:

- nei setti murari modellati come elementi 1D (Beam) deve essere svincolata la rotazione fuori dal piano della parete in cui si trova, comportandosi quindi come una biella fuori dal piano, per fare questo si utilizza il comando *Beam End Release*:

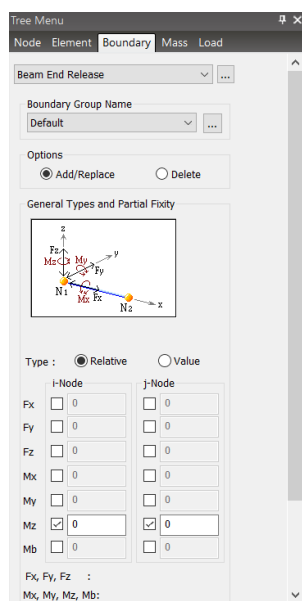


Fig. 7.8 - Schermata di svincolamento delle rotazioni fuori piano

Nei setti della facciata del lato lungo si svincolano le rotazioni in y, mentre in quella del lato corto le rotazioni in z;

- gli effetti torsionali globali devono essere limitati.

Come già affermato nel cap.2 il comportamento scatolare è fondamentale per far sì che un edificio in muratura abbia un buon funzionamento strutturale rispetto ad azioni orizzontali agenti.

Il comportamento scatolare di un fabbricato è dato dall'ammorsamento delle pareti tra loro ortogonali, da un collegamento rigido del solaio con le pareti (ad esempio un cordolo) e infine da solai di

interpiano e di copertura con una certa rigidezza. Tutto questo per evitare deformazioni fuori piano e nel piano dovute ad azioni orizzontali.

Il software MidasGen ha già implementato al suo interno questa funzione, garantendo quindi all'edificio un buon comportamento scatolare, inoltre l'ammorsamento tra pareti ortogonali e il collegamento rigido di pareti con i solai è garantito dagli elementi rigidi posti in prossimità dei nodi (si veda la modellazione a telaio equivalente descritta nei capitoli precedenti).

7.1.6.1. Modellazione dei solai

Per quanto riguarda invece la modellazione dei solai vi sono varie strategie utilizzabili di modellazione:

- si modella il solaio con un elemento 2D (plate) a cui si assegna un determinato valore di rigidezza tramite il modulo elastico, e si applicano i carichi verticali tramite il comando *Pressure Loads*;
- si utilizza il comando *Structure* → *Control Data* → *Story Data* dove MidasGen riconosce in automatico i piani a cui poi assegnare o no rigidezza infinita andando a modificare il menu a tendina del Floor Diaphragm.

Module Name	Story Name	Level(mm)	Height(mm)	Floor Diaphragm
Base	4F	9200.00	0.00	Do not consider
Base	3F	6000.00	3200.00	Do not consider
Base	2F	2800.00	3200.00	Do not consider
Base	1F	0.00	2800.00	Do not consider

Module Name	Story Name	Level(m)	Height(m)	Floor Diaphragm
Base	4F	9.20	0.00	Consider
Base	2F	2.80	3.20	Consider
Base	3F	6.00	3.20	Consider
Base	1F	0.00	2.80	Do not consider

Fig. 7.9 - Impostazioni dei piani su MidasGen; a sinistra solai deformabili, a destra solai infinitamente rigidi

Una volta definiti i piani dell'edificio si assegna il carico tramite l'apposito comando *Assign Floor Loads*.

Nel caso di studio si utilizza la seconda modalità di modellazione per due motivi principali:

- se si modella il solaio come elementi 2D (plate) automaticamente si generano un numero molto grande di nodi ed elementi, e questo nell'analisi push-over porta ad avere un costo computazionale molto elevato con tempi di esecuzione molto lunghi;
- si vuole assegnare i carichi non a tutti gli elementi del modello, ma solamente alle facciate del lato lungo dell'edificio, quindi non è corretto applicare un carico uniformemente distribuito su tutto il solaio, cosa che invece succede con il comando *Pressure Loads*.

Per questo il secondo metodo di modellazione avrà un costo computazionale più ridotto e quindi anche tempi di analisi più corti. Inoltre, la modalità di assegnazione dei carichi con il comando *Assign Floor Loads* permette di decidere a quale facciata applicare il carico.

Nel caso di solai deformabili si è visto come per aumentare la rigidità del solaio, e quindi favorire una distribuzione più uniforme delle azioni orizzontali sugli elementi verticali si ha utilizzato degli elementi di controvento. Questi tiranti sono stati modellati come elementi 1D (Truss), con un modulo elastico $E = 210000 \text{ Mpa}$ e una densità nulla. Analogamente si modellano i tiranti utilizzati per rappresentare la configurazione deformata nei casi di sola muratura.

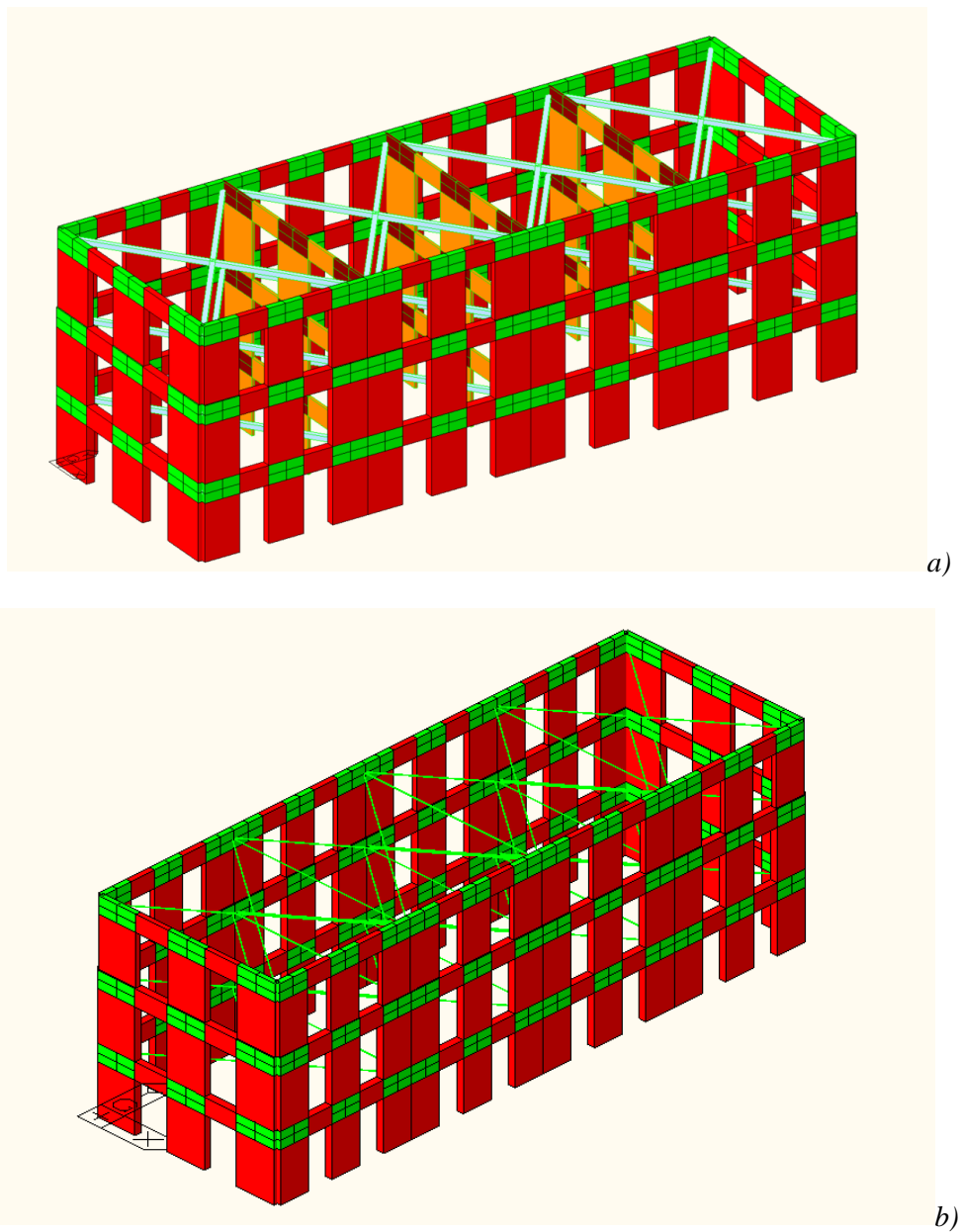


Fig. 7.10 – Modelli con elementi di controvento; a) configurazione solai rigidi, b) configurazione solai deformabili per elementi in muratura

7.1.6.2. Modellazione dell'edificio esistente

I criteri di modellazione dell'edificio esistente sono gli stessi utilizzati nelle modellazioni precedenti, i setti, le fasce di piano e i nodi sono modellati come elementi 1D (Beam).

In tutti i maschi murari è stata svincolata la rotazione fuori piano.

Nel settaggio delle cerniere plastiche è stata utilizzata la stessa curva primaria degli elementi vista nel cap.5.1 con i medesimi valori di resistenza.

7.1.6.3. Modellazione delle facciate aggiuntive in muratura

In questo caso i criteri di modellazione sono gli stessi utilizzati nel cap.5.1: i setti, le fasce di piano e i nodi sono modellati come elementi 1D (Beam), ad eccezione del fatto che gli elementi più esterni del nodo rigido, collegati con l'edificio esistente, non sono stati modellati come elementi Beam ma come Truss, questo per far sì che non ci sia una trasmissione dei carichi verticali dall'edificio esistente in modo tale da lasciare scarica la parete aggiuntiva.

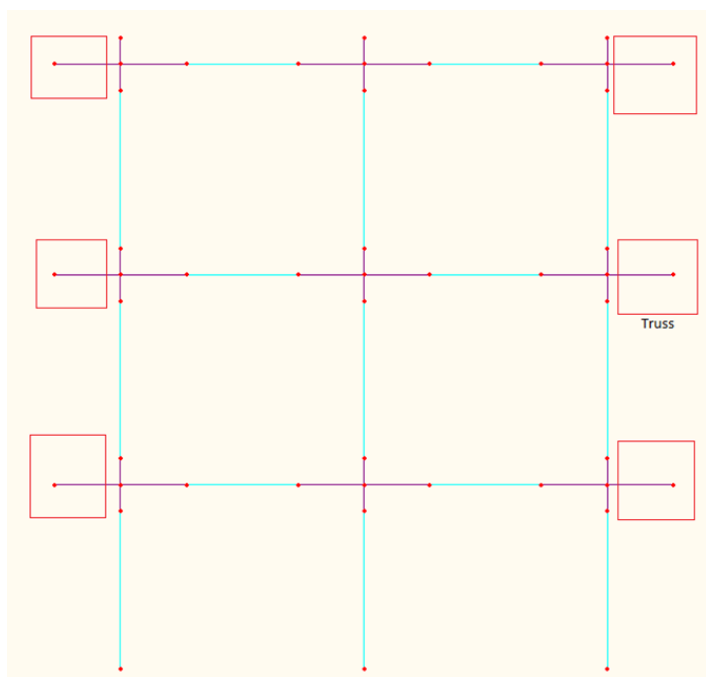


Fig. 7.11 - Modellazione a telaio equivalente della parete aggiuntiva in muratura

Nel settaggio delle cerniere plastiche è stata utilizzata la stessa curva primaria degli elementi vista nel cap.5.1 con i medesimi valori di resistenza sia per i maschi murari che per le fasce di piano che si riportano nuovamente in seguito per completezza:

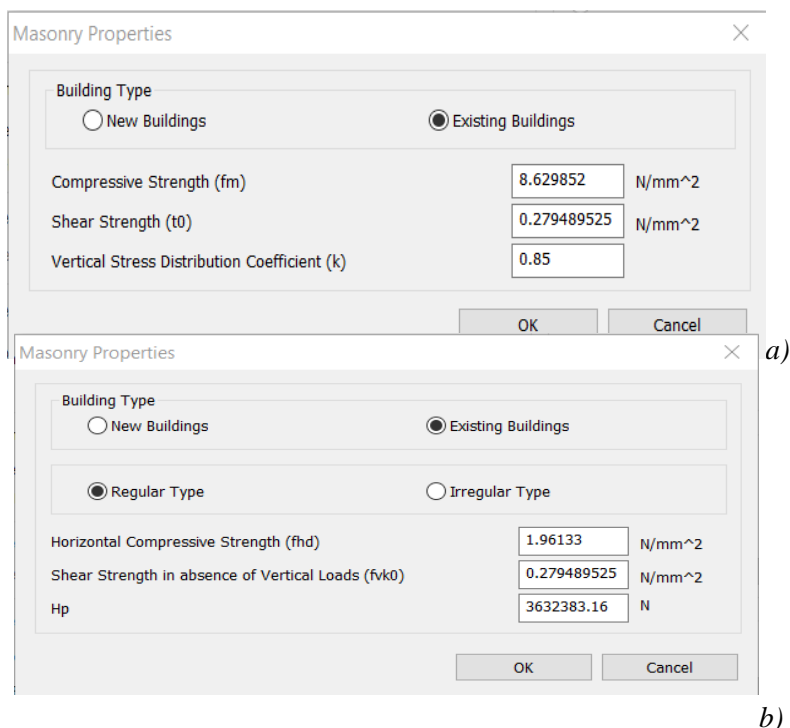


Fig. 7.12 - Impostazioni muratura; a) dell'elemento maschio murario, b) della fascia di piano

7.1.6.4. Modellazione delle facciate aggiuntive in CLT

In questo caso i criteri di modellazione sono gli stessi utilizzati nel cap.6: i setti, le fasce di piano e i nodi sono modellati come elementi 1D (Beam), ad eccezione del fatto che gli elementi più esterni del nodo rigido, collegati con l'edificio esistente, non sono stati modellati come elementi Beam ma come Truss, questo per far sì che non ci sia una trasmissione dei carichi verticali tra le facciate, in modo tale da lasciare scaricare la parete aggiuntiva (Fig. 7.11).

Nel settaggio delle cerniere plastiche si ha utilizzato la stessa curva primaria degli elementi vista nel cap.6.1 con i medesimi valori di resistenza per connessioni ad elevata e bassa capacità, per completezza si riportano nuovamente in seguito:

Maschio murario	piano 1	piano 2	piano 3
fhd [MPa]	12.00	12.00	12.00
Rtaglio ang [kN]	150.00	150.00	150.00
fvk0 [Mpa]	2.50	2.50	2.50
R hold down [kN]	100.00	150.00	100.00
Hp [kN]	400.00	300.00	200.00

Fascia	piano 1	piano 2	piano 3
fhd [MPa]	12.00	12.00	12.00
Rtaglio ang [kN]	150.00	150.00	150.00
fvk0 [Mpa]	3.13	3.13	3.13
R hold down [kN]	100.00	100.00	100.00
Hp [kN]	200.00	200.00	200.00

Tab. 12 - Proprietà delle cerniere plastiche per connessioni ad elevata resistenza assegnate; a) ai maschi, b) alle fasce di piano

Maschio murario	piano 1	piano 2	piano 3
fhd [MPa]	12.00	12.00	12.00
Rtaglio ang [kN]	50.00	50.00	50.00
fvk0 [Mpa]	0.83	0.83	0.83
R hold down [kN]	50.00	50.00	40.00
Hp [kN]	100.00	100.00	80.00

a)

Fascia	piano 1	piano 2	piano 3
fhd [MPa]	12.00	12.00	12.00
Rtaglio ang [kN]	150.00	150.00	50.00
fvk0 [Mpa]	3.13	3.13	1.04
R hold down [kN]	50.00	50.00	40.00
Hp [kN]	100.00	100.00	80.00

b)

Tab. 13 - Proprietà delle cerniere plastiche per connessioni a bassa resistenza assegnate; a) ai maschi, b) alle fasce di piano

Si vuole evidenziare il fatto che anche in questo caso si è andato ad assegnare i valori di resistenza degli hold-down e degli angolari in modo tale da ottenere un comportamento più duttile possibile, cercando di portare a rottura prima le fasce di piano e poi maschi murari, così da evitare meccanismi di piano.

7.1.7. ANALISI EFFETTUATE

Una volta completati i vari modelli, si procede con lo svolgimento dell'analisi modale e dell'analisi di push-over.

Come descritto nel cap.4 per lo svolgimento dell'analisi di push-over si considerano due distribuzioni di forze inerziali, una proporzionale ai modi di vibrare nella direzione considerata e l'altra desunta dalla distribuzione uniforme di accelerazioni costanti lungo tutta l'altezza dell'edificio. Risulta quindi evidente come sia essenziale per lo svolgimento dell'analisi di push-over una corretta esecuzione dell'analisi modale, in particolare per quanto riguarda la distribuzione di forze inerziali proporzionali ai modi di vibrare della struttura si deve porre molta attenzione alla percentuale di massa partecipante a ciascun modo.

La norma definisce un valore limite di massa partecipante, 75%, sotto il quale il modo di vibrare non darà più valori accettabili e quindi la curva di push-over ottenuta non sarà completamente corretta.

Nel caso dei modelli 2D di pareti a tre piani visti precedentemente, sia con solai rigidi che deformabili, è possibile ricondurre i modelli a telai shear-type a tre gradi di libertà, quindi con tre modi di vibrare

dove la percentuale di massa partecipante massima, in prossimità del primo modo, è sicuramente maggiore di 75 %.

Nel caso di modelli 3D, vista la complessità del modello, spesso i modi di vibrare della struttura hanno una percentuale di massa partecipante più bassa di quella ammessa da normativa, rendendo quindi inesatta l'analisi di push-over effettuata con la distribuzione di forze inerziali proporzionali ai modi di vibrare.

Sono state effettuate le analisi con entrambe le distribuzioni di forze inerziali, ma con la consapevolezza di avere delle curve di push-over non sempre corrette. Per completezza si riporteranno comunque in seguito entrambe le curve.

Un ulteriore aspetto da tenere in considerazione è il verso delle distribuzioni di forze da applicare alla struttura; nel modello 2D, infatti, si dovranno effettuare quattro analisi: due proporzionali ai modi di vibrare in direzione x e $-x$ e le altre due proporzionali alla massa costante della struttura in direzione x e $-x$. Questo perché non si conosce la direzione del sisma.

Per semplicità, essendo il modello 2D simmetrico e regolare, è possibile concentrare le analisi solo su una direzione. Analogamente, nel caso del modello 3D, al posto di effettuare otto analisi se ne faranno solamente quattro: due in direzione x e due in direzione y .

Come ulteriore semplificazione nella seguente trattazione si vanno a considerare solo le distribuzioni di forze in direzione x , data la configurazione e la disposizione dei pannelli in muratura e CLT, soggetti, lungo questa direzione, ad azioni nel piano.

In conclusione, dalla Fig. 7.13 successiva è possibile vedere sia il sistema di riferimento globale che il punto di controllo utilizzato per le analisi di push-over

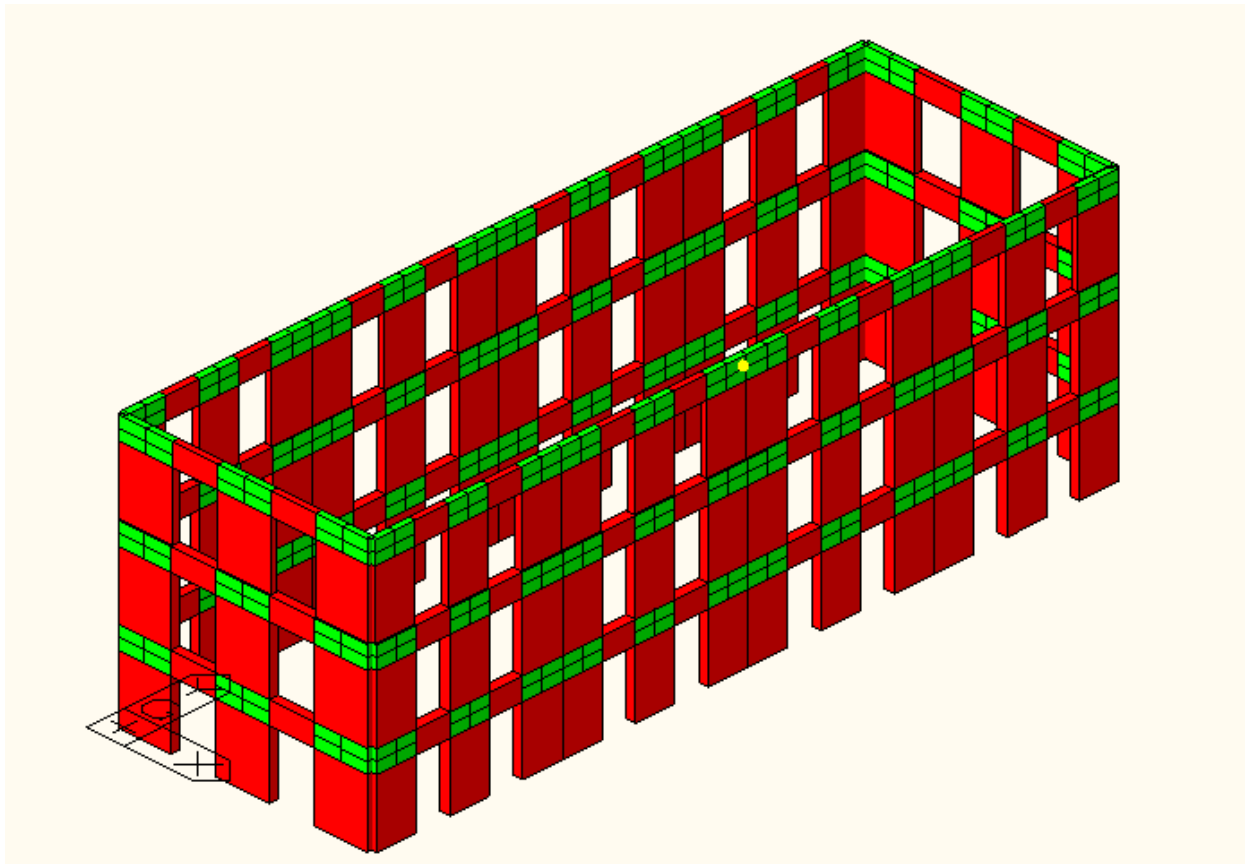


Fig. 7.13 – Punto di controllo e sistema di riferimento globale

7.2. RISULTATI OTTENUTI

In questo capitolo si considerano le seguenti configurazioni:

- 1.a) edificio esistente in muratura con solaio infinitamente rigido;
- 1.b) edificio esistente in muratura configurazione deformabile con elementi di controvento;
- 1.c) edificio esistente in muratura configurazione rigida con elementi di controvento;
- 2.a) edificio esistente in muratura con tre pareti aggiuntive in muratura con solaio rigido;
- 2.b) edificio esistente in muratura con tre pareti aggiuntive in muratura configurazione deformabile con elementi di controvento;
- 2.c) edificio esistente in muratura con tre pareti aggiuntive in muratura configurazione rigida con elementi di controvento;
- 3.a) edificio esistente in muratura con una parete aggiuntiva in muratura con solaio rigido;
- 3.b) edificio esistente in muratura con una parete aggiuntiva in muratura configurazione deformabile con elementi di controvento;
- 3.c) edificio esistente in muratura con una parete aggiuntiva in muratura configurazione rigida con elementi di controvento;

- 4.a) edificio esistente in muratura con tre pareti aggiuntive in CLT con connessioni a bassa ed alta portata con solaio infinitamente rigido;
- 4.b) edificio esistente in muratura con tre pareti aggiuntive in CLT con connessioni a bassa ed alta portata con solaio deformabile;
- 4.c) edificio esistente in muratura con tre pareti aggiuntive in CLT con connessioni a bassa ed alta portata con solaio deformabile con elementi di controvento;
- 5.a) edificio esistente in muratura con una parete aggiuntiva in CLT con connessioni a bassa ed alta portata con solaio infinitamente rigido;
- 5.b) edificio esistente in muratura con una parete aggiuntive in CLT con connessioni a bassa ed alta portata con solaio deformabile;
- 5.c) edificio esistente in muratura con una parete aggiuntive in CLT con connessioni a bassa ed alta portata con solaio deformabile con elementi di controvento.

Per ogni configurazione si studieranno le curve di capacità ottenute dall'analisi push-over e i relativi meccanismi di collasso delle pareti.

7.2.1. EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA

La descrizione dell'edificio è stata discussa al cap.7.1.1 e 7.1.2, la strategia di modellazione dell'edificio al cap.7.1.6.2 e quella dei solai al cap.7.1.6.1.

7.2.1.1. Solaio infinitamente rigido

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over:

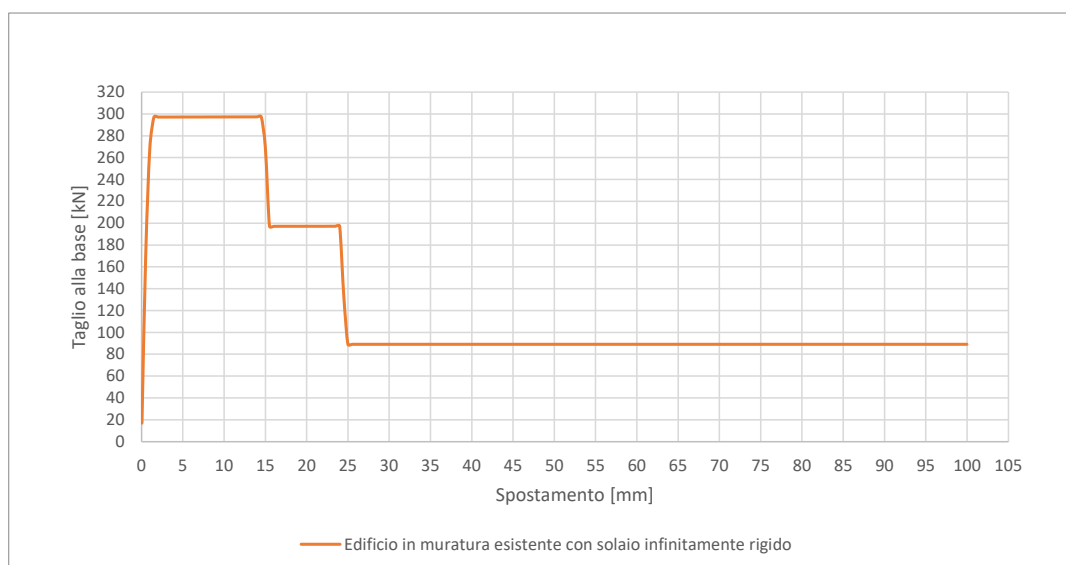


Fig. 7.14 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

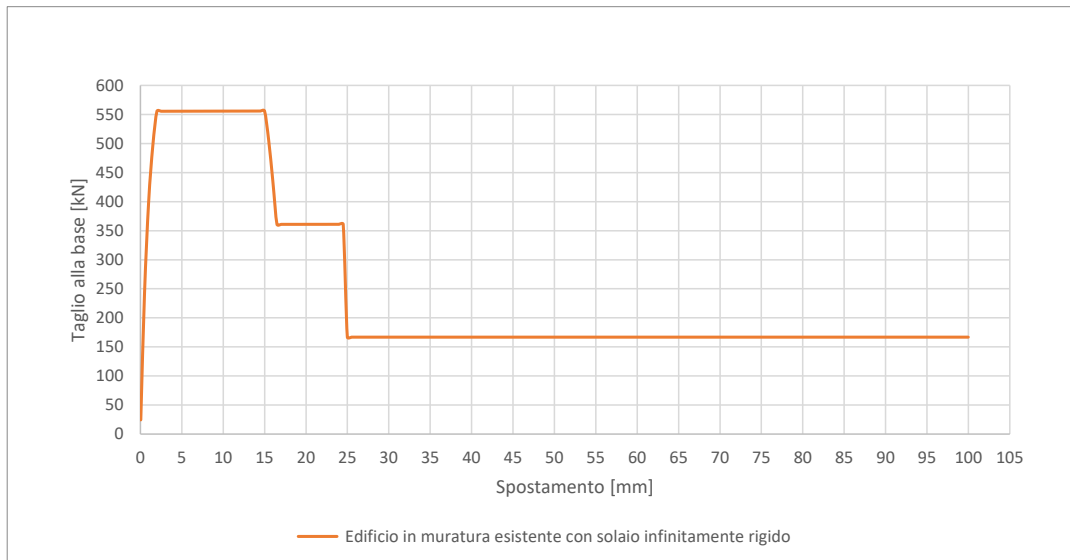


Fig. 7.15 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza dei salti della curva di push-over2.

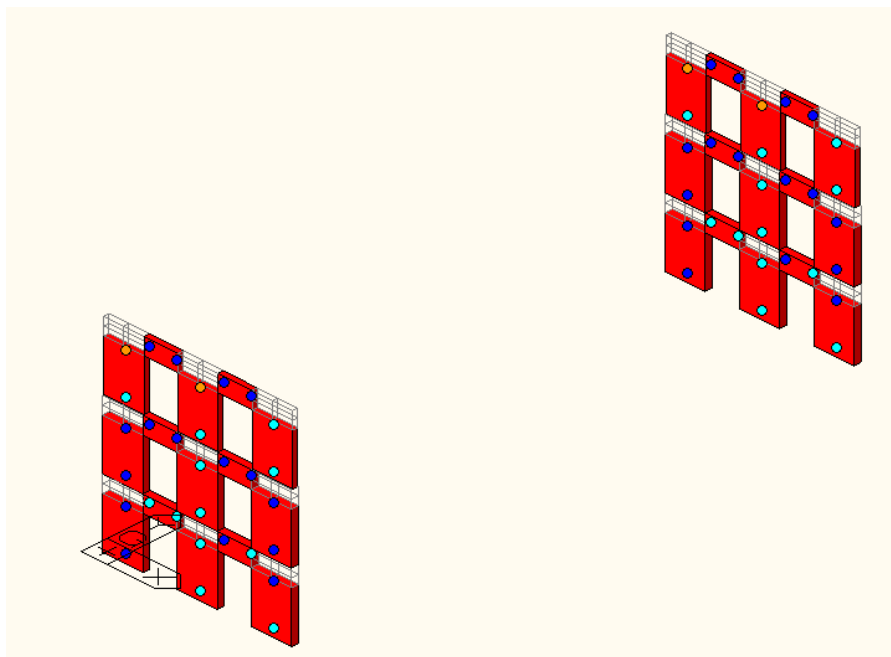


Fig. 7.16 - Cerniere plastiche a flessione a 16 mm e 505.2 kN

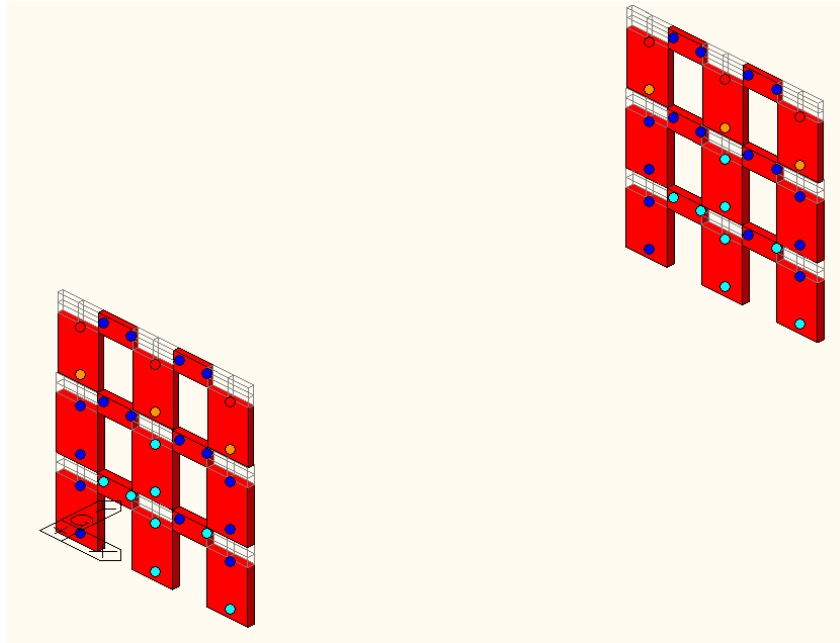


Fig. 7.17 - Cerniere plastiche a flessione a 25 mm e 360.85 kN

In corrispondenza del primo salto, a 16 mm e 505.2 kN si ha una prima rottura a flessione delle cerniere plastiche dei maschi fino a quando non si forma un meccanismo di piano in corrispondenza del secondo salto a 25 mm e 360.85 kN.

Si noti che le due facciate si sono danneggiate allo stesso modo, questo è dato dalla presenza di un solaio infinitamente rigido che permette di far sì che ci sia una distribuzione uniforme delle sollecitazioni orizzontali in entrambe le pareti.

7.2.1.2. Solaio deformabile

La configurazione di solaio deformabile è stata ottenuta con elementi di controvento modellati come Truss di dimensioni 20x20mm, le proprietà meccaniche sono descritte a cap.7.2.6.1.

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over:

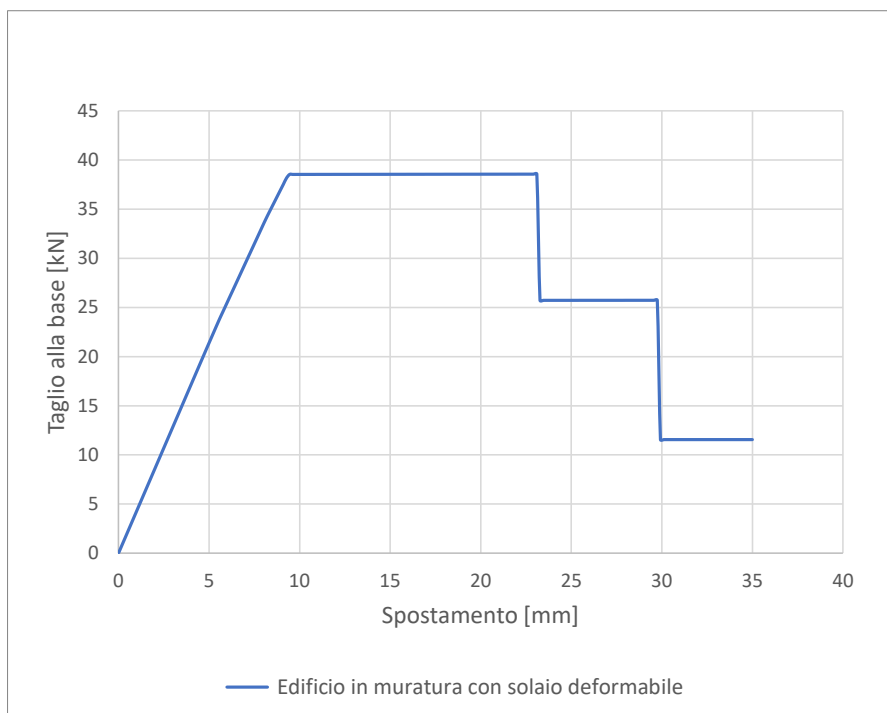


Fig. 7.18 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

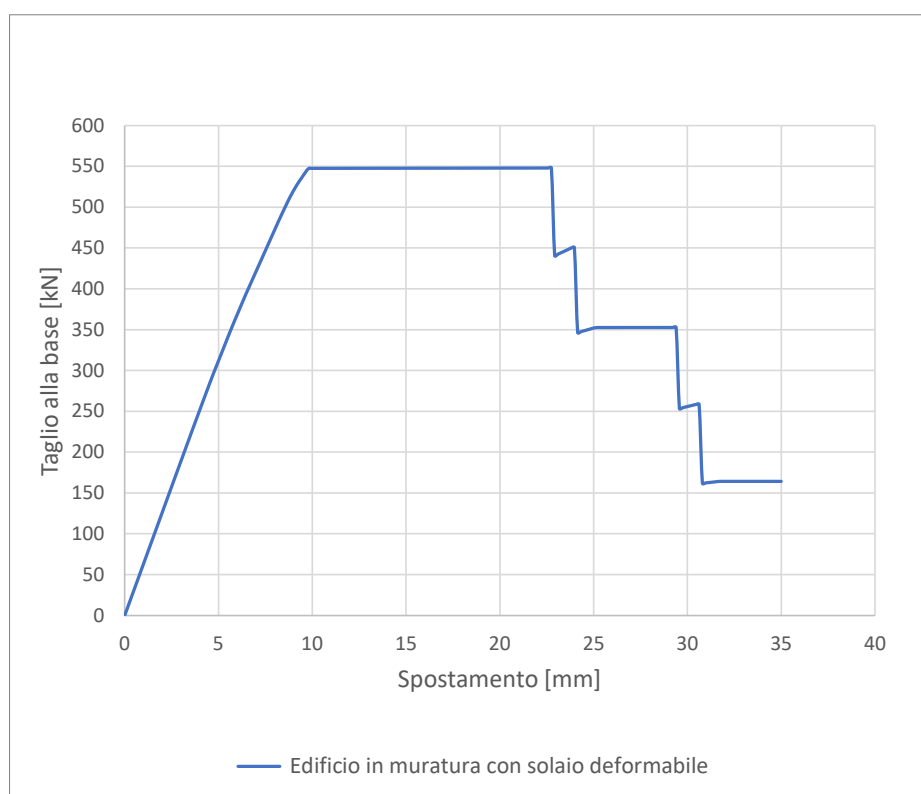


Fig. 7.19 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza del salto della curva di push-over2.

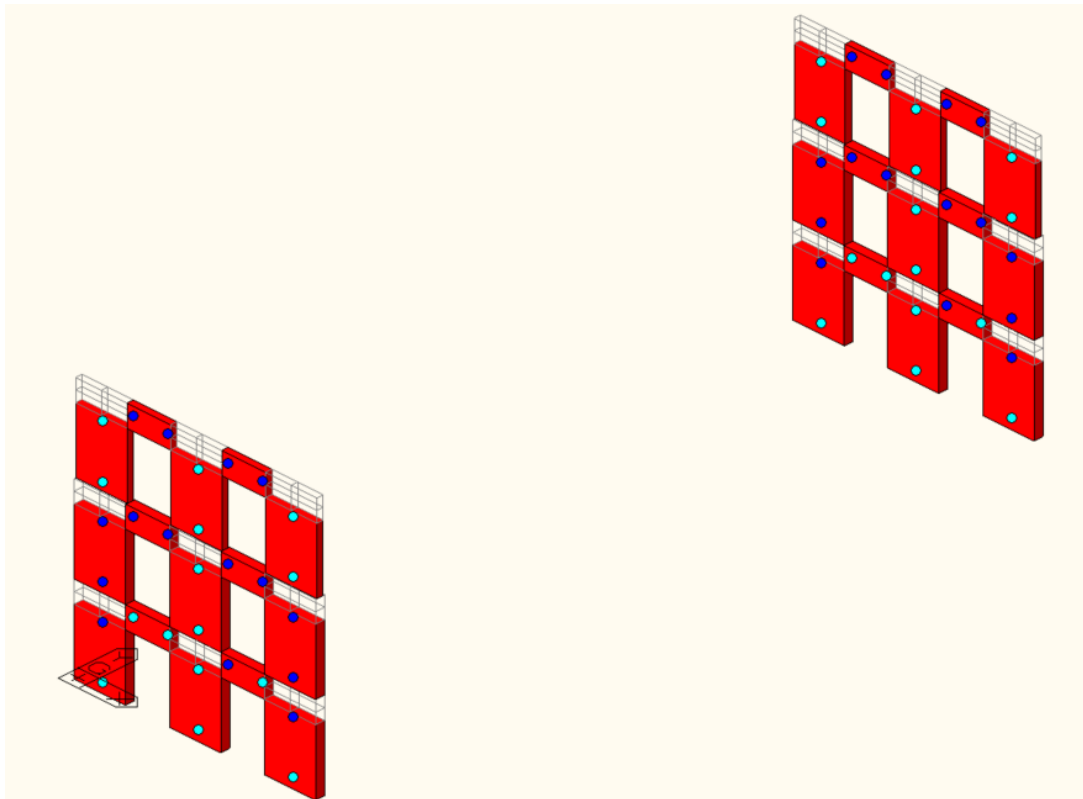


Fig. 7.20 – Cerniere plastiche a flessione a 9.80 mm e 547.12 kN

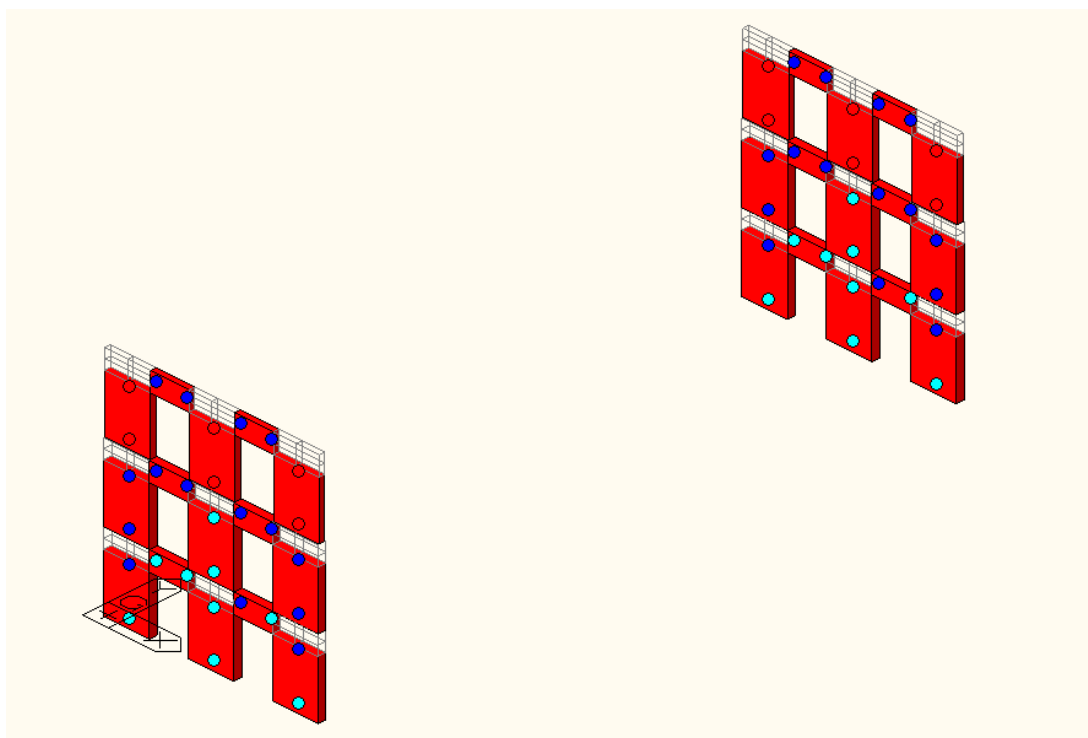


Fig. 7.21 - Cerniere plastiche a flessione a 28.32 mm e 351 kN

In corrispondenza di 9.80 mm e 547.12 kN vi è una plasticizzazione di quasi tutti gli elementi delle facciate murarie, e a 28.32 mm e 351.00 kN si ha una rottura a flessione delle cerniere plastiche dei maschi dell'ultimo piano con la formazione di un meccanismo di piano.

Si noti che le due facciate si sono danneggiate allo stesso modo, questo è dato dal fatto che, nonostante si abbia un solaio deformabile, le azioni orizzontali si distribuiscono in base alle aree di influenza e quindi essendoci solo due pareti entrambe saranno ugualmente sollecitate.

7.2.1.3. Solaio deformabile + elementi di controvento (Truss)

Si riportano in seguito le curve di capacità ottenute dall'analisi di push-over:



Fig. 7.22 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

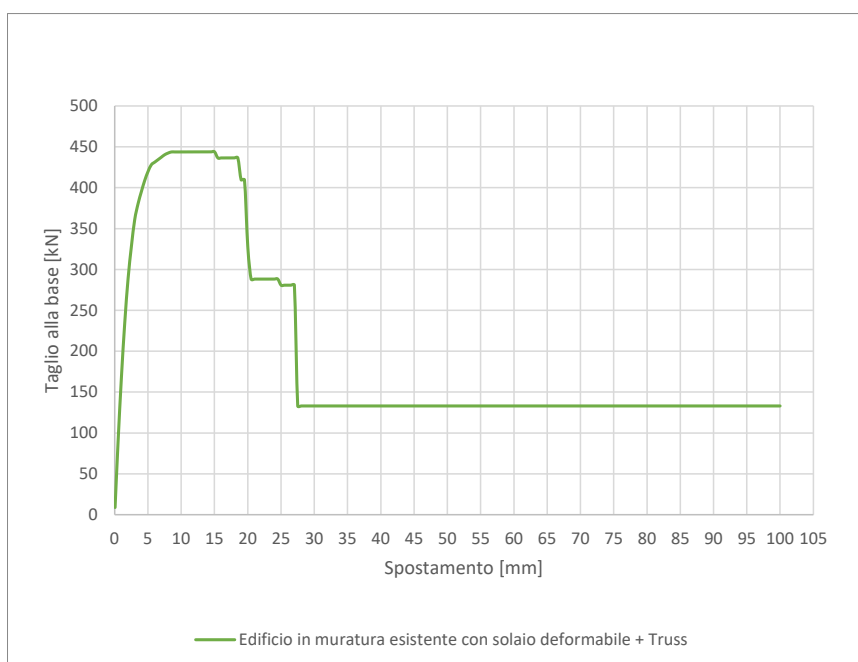


Fig. 7.23 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono le seguenti modalità di rottura a flessione:

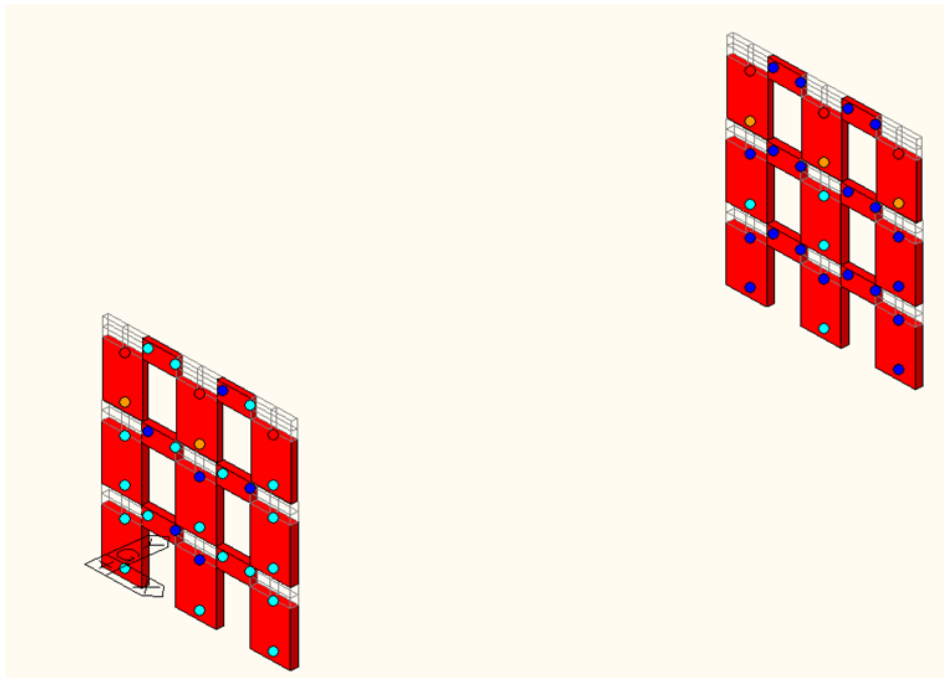


Fig. 7.24 - Cerniere plastiche a flessione a 26.0 mm e 68.05 kN (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

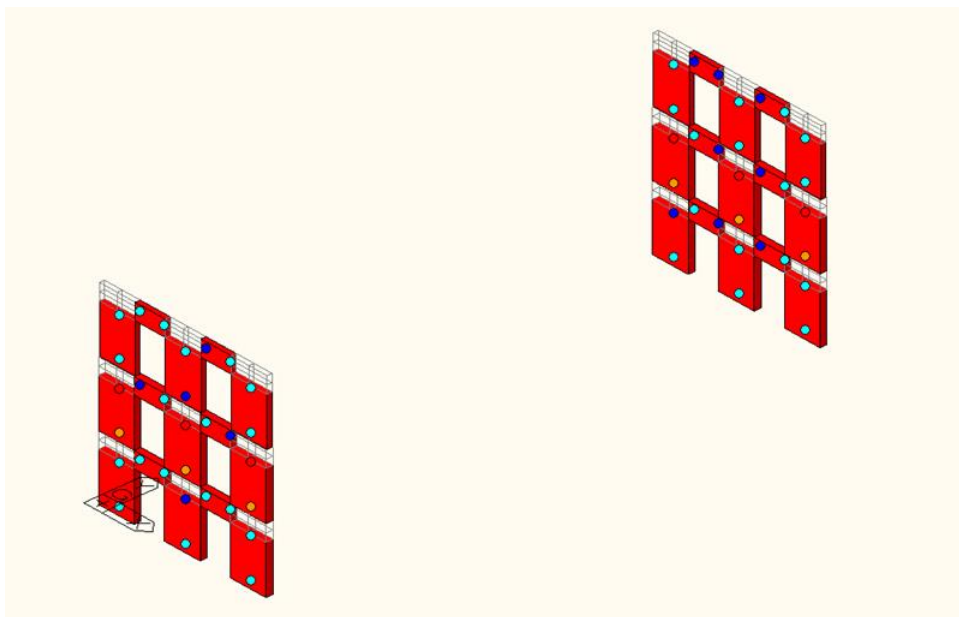


Fig. 7.25 - Cerniere plastiche a flessione a 27.5 mm e 280.88 kN (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Si noti come le pareti collassano sempre per meccanismi locali, ovvero per crisi dei maschi murari. In particolare, nell'analisi di pushover1 collasseranno i maschi dell'ultimo piano e nell'altra i maschi del secondo piano.

7.2.1.4. Confronto dei casi

Si confrontano le curve di push-over per una distribuzione di forze inerziali proporzionali alle masse, ottenute precedentemente:

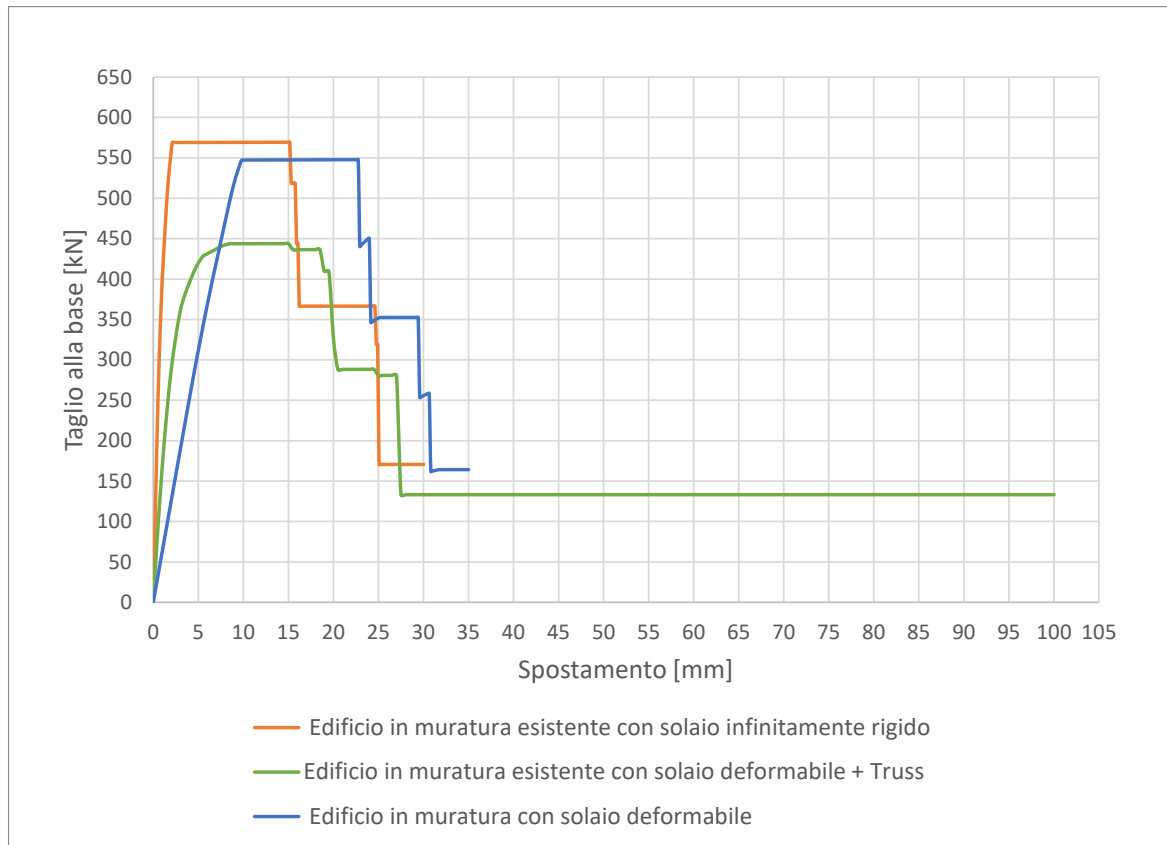


Fig. 7.26 - Curve di push-over2

Si noti come in quasi tutti i casi esaminati le facciate sono collassate per meccanismi locali, in corrispondenza dell'ultimo piano, dovuti alla crisi dei singoli maschi murari. Questo è dovuto al fatto che la resistenza a pressoflessione dei maschi murari è tanto più elevata quanto maggiore sono i carichi verticali applicati, quindi i maschi dell'ultimo piano saranno meno resistenti di quelli del primo.

Dalla curva di push-over dell'edificio in muratura con solaio deformabile si può notare un leggero incremento dei valori di spostamento rispetto agli altri due casi. Il punto di controllo preso in considerazione per l'analisi è lo stesso (Fig. 7.13) ma essendo il sistema più deformabile si otterranno valori di spostamento molto più alti.

Sia in presenza di un solaio infinitamente rigido che in presenza di un solaio deformabile i valori di taglio massimo alla base sono circa gli stessi.

7.2.2. EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA CON L'AGGIUNTA DI TRE PARETI IN MURATURA

La descrizione dell'edificio è stata discussa al cap.7.1.1 e 7.1.3, la strategia di modellazione dell'edificio al cap.7.1.6.3 e quella dei solai al cap.7.1.6.1.

7.2.2.1. Solai infinitamente rigido

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over:

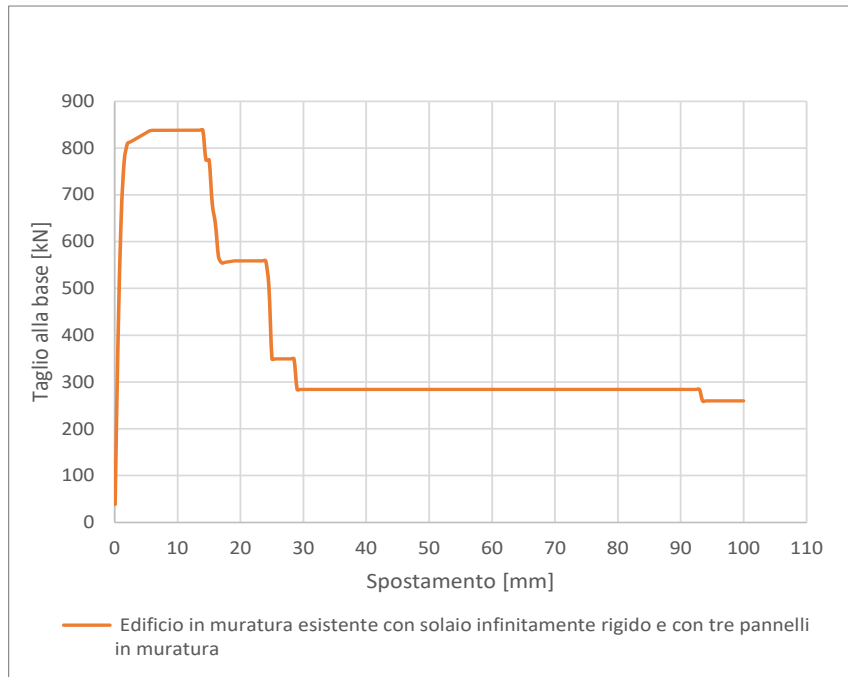


Fig. 7.27 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

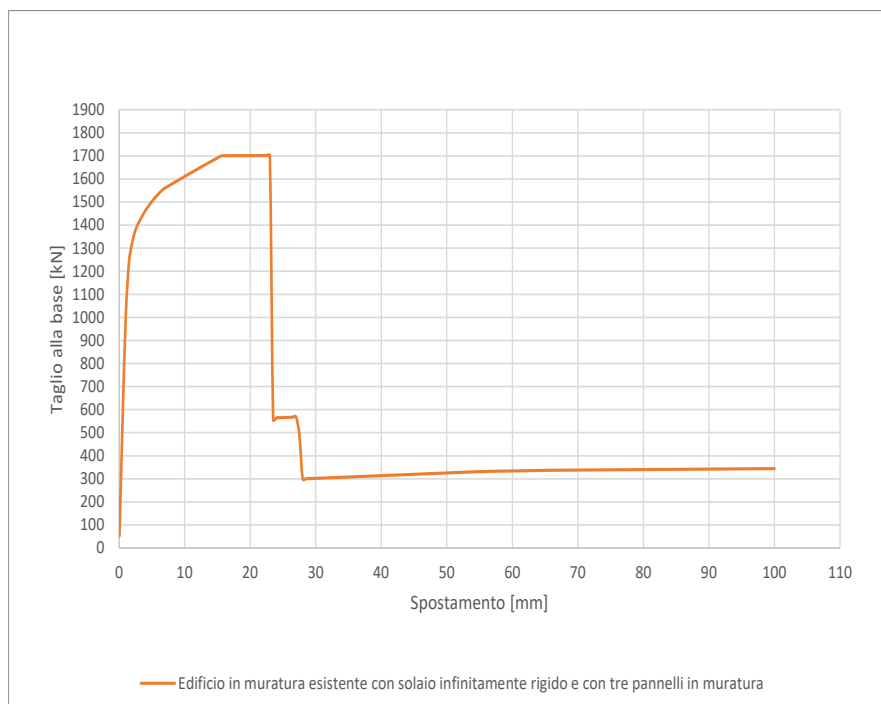


Fig. 7.28 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza dei salti della curva di push-over2.

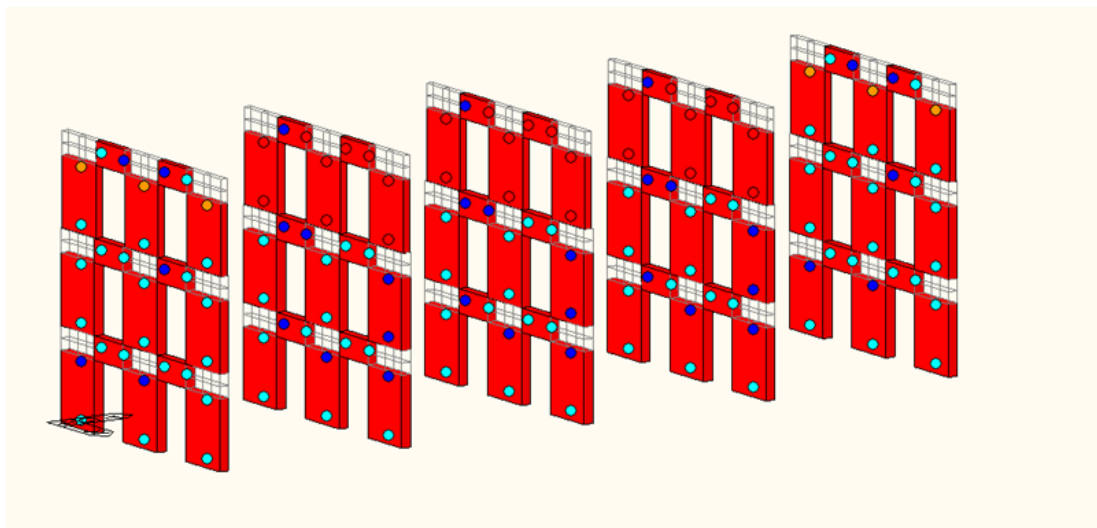


Fig. 7.29 - Cerniere plastiche a flessione a 23.5 mm e 1701.38 kN

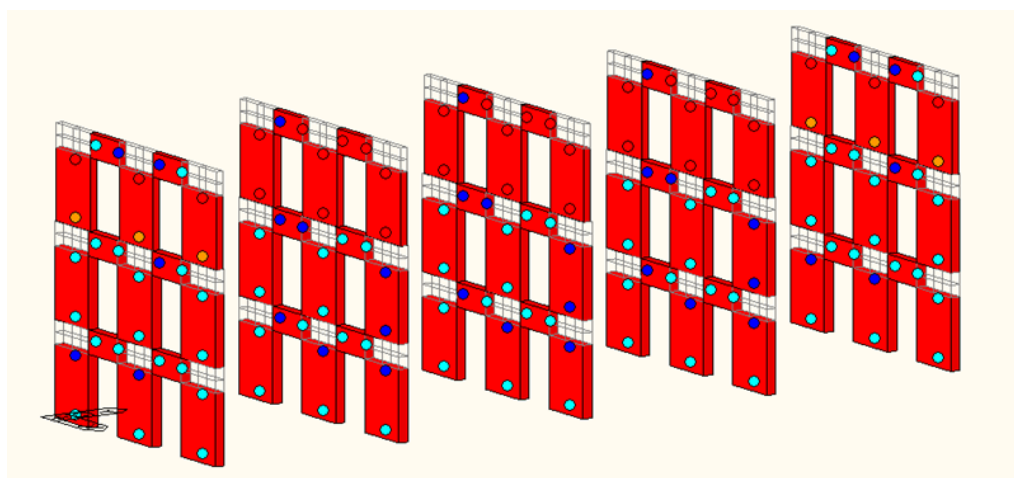


Fig. 7.30 - Cerniere plastiche a flessione a 28 mm e 491.67 kN

In corrispondenza del primo salto, a 23.5 mm e 1701.4 kN si ha una prima rottura a flessione delle cerniere plastiche dei maschi e delle fasce dell'ultimo piano fino a quando non si forma un meccanismo di piano in corrispondenza del secondo salto a 28 mm e 491.67 kN.

Nel caso di solaio infinitamente rigido rispetto alle pareti, la risultante delle azioni simiche può essere applicata al *centro di massa G* e può essere ripartita tra tutti i pannelli di maschio nel piano in base alle rispettive rigidezze alla traslazione orizzontale.

Essendo l'edificio regolare e simmetrico il centro di massa è posizionato al centro della pianta, quindi le pareti in corrispondenza del centro di massa saranno maggiormente sollecitate.

7.2.2.2. *Solaio deformabile*

La configurazione di solaio deformabile è stata ottenuta con elementi di controvento modellati come Truss di dimensioni 10x10mm, le proprietà meccaniche sono descritte a cap.7.2.6.1.

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over:

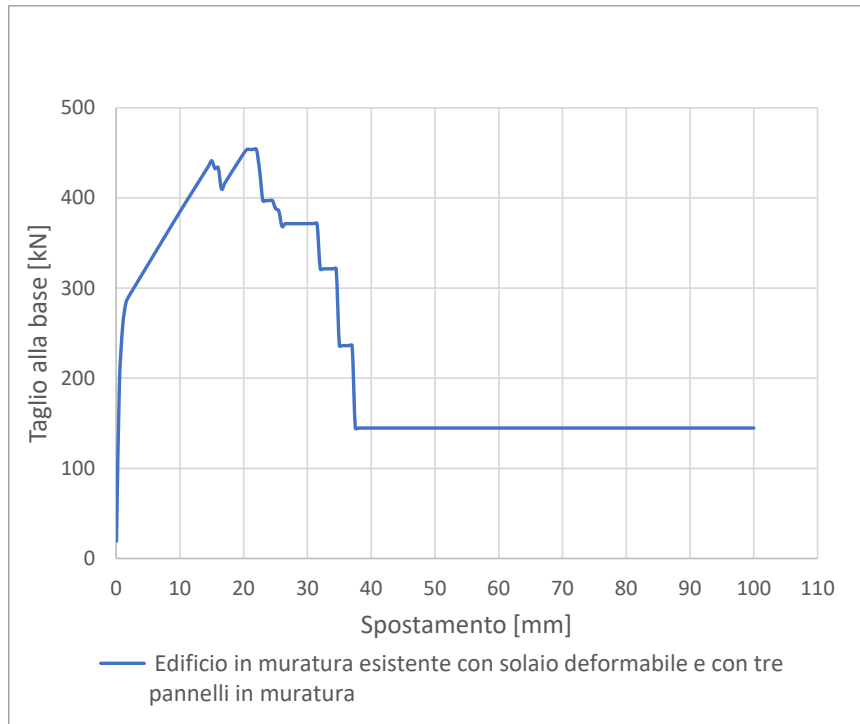


Fig. 7.31 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)



Fig. 7.32 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2.

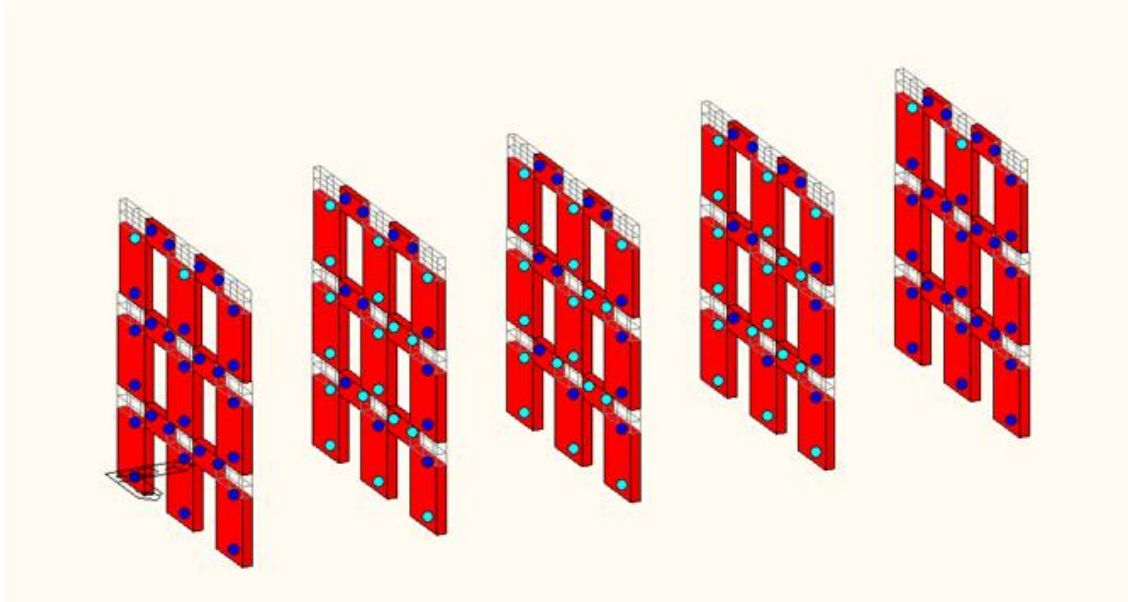


Fig. 7.33 - Cerniere plastiche a flessione a 1.96 mm e 608.75 kN

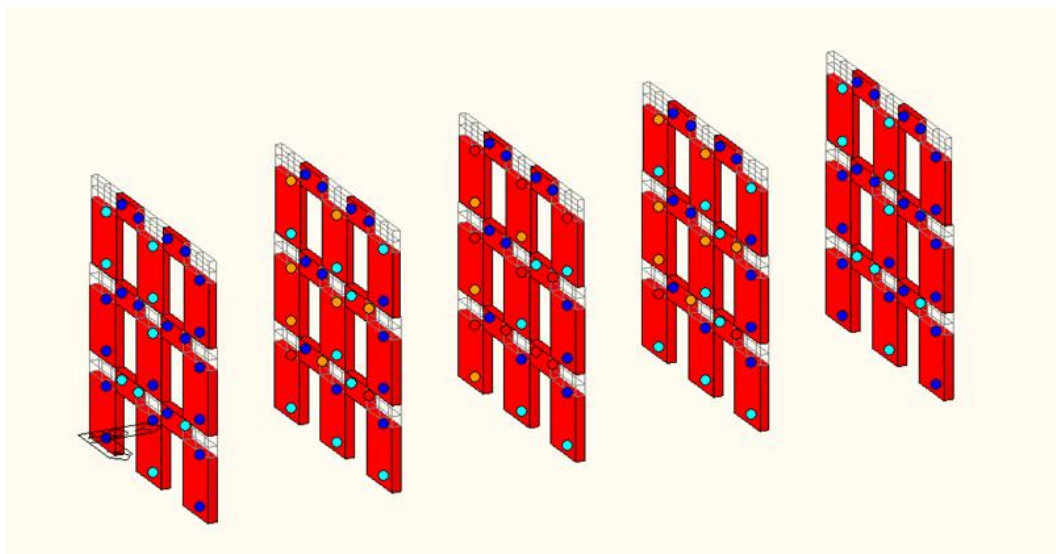


Fig. 7.34 - Cerniere plastiche a flessione a 35.22 mm e 1020.18 kN

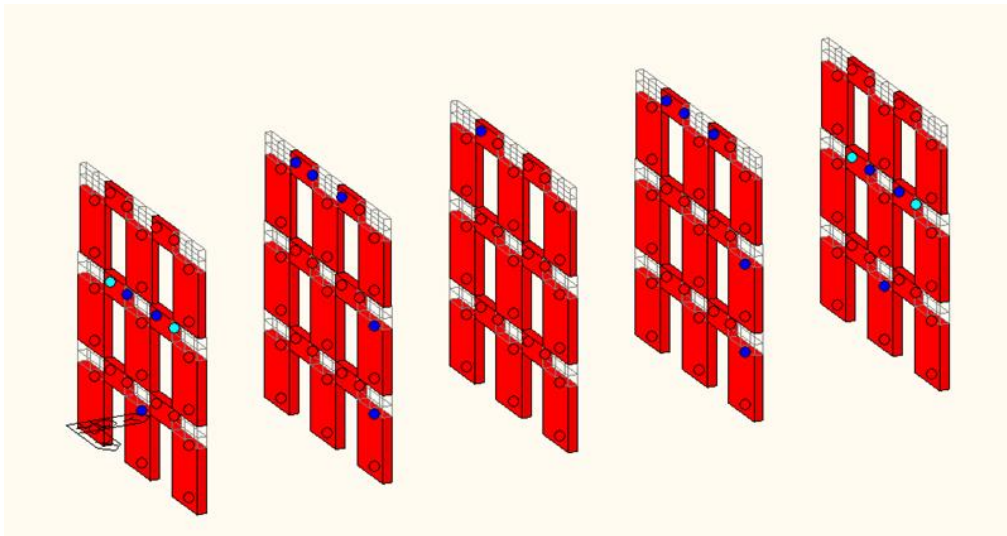


Fig. 7.35 - Cerniere plastiche a flessione a 45.65 mm e 553.62 kN

Studiando i meccanismi di rottura ottenuti è possibile suddividere la curva di push-over in quattro fasi distinte:

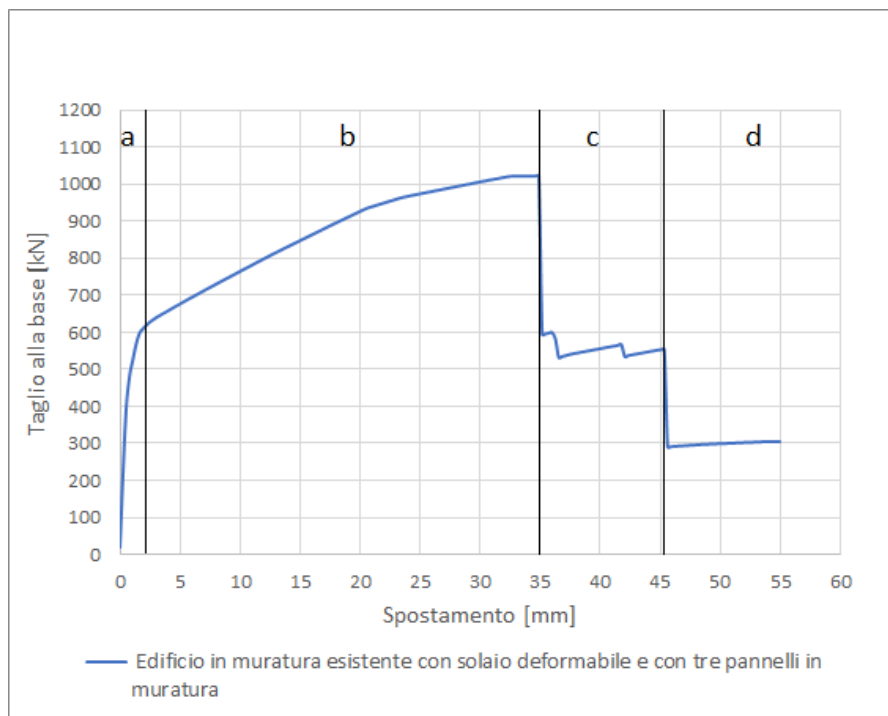


Fig. 7.36 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

- a) fase elastica fino a 1.96 mm e 608.75 kN;
- b) snervamento delle pareti in muratura aggiuntive fino a 35.22 mm e 1020.18 kN;
- c) collasso delle pareti in muratura aggiuntive fino a 45.65 mm e 553.62 kN;
- d) collasso totale della struttura.

Il motivo per cui le pareti centrali aggiuntive snervino e collassino prima delle altre è dovuto al fatto che in presenza di un impalcato deformabile le sollecitazioni orizzontali si trasferiscono alle pareti trasversali in proporzione alle rispettive superfici di influenza.

Inoltre, dalle curve è possibile notare un incremento di rigidità una volta collassate le pareti aggiuntive, questo è un'ulteriore conferma delle argomentazioni descritte alla fine del cap.5.1, ovvero perché la muratura possiede la caratteristica di consentire la redistribuzione delle tensioni, nel senso che, quando una parete non riesce più a sopportare le forze indotte dal sisma, entrano in gioco le pareti vicine ad assorbire una parte di tali forze.

7.2.2.3. *Solaio deformabile + elementi di controvento (Truss)*

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over:

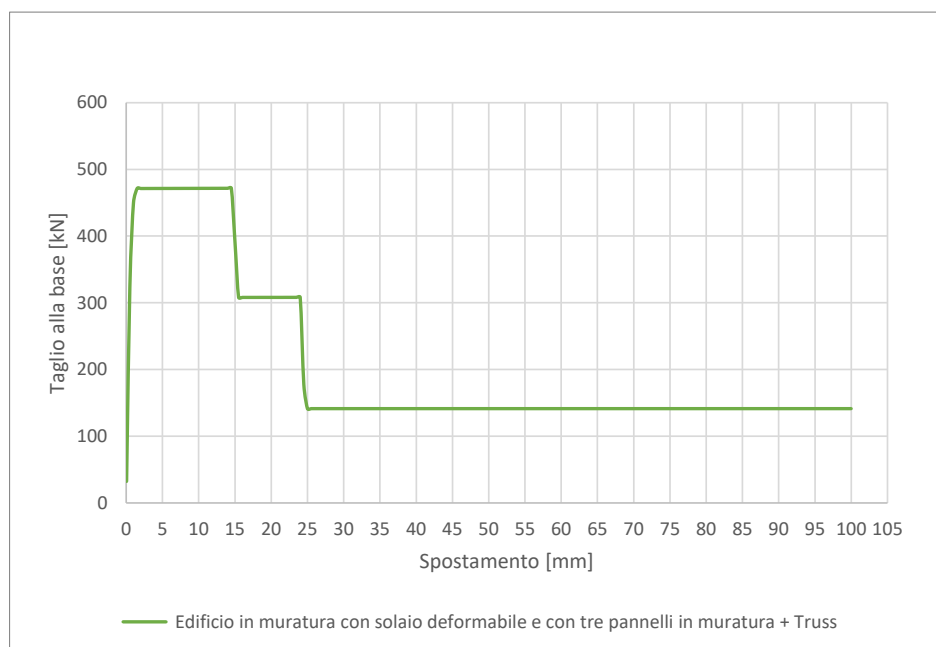


Fig. 7.37 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

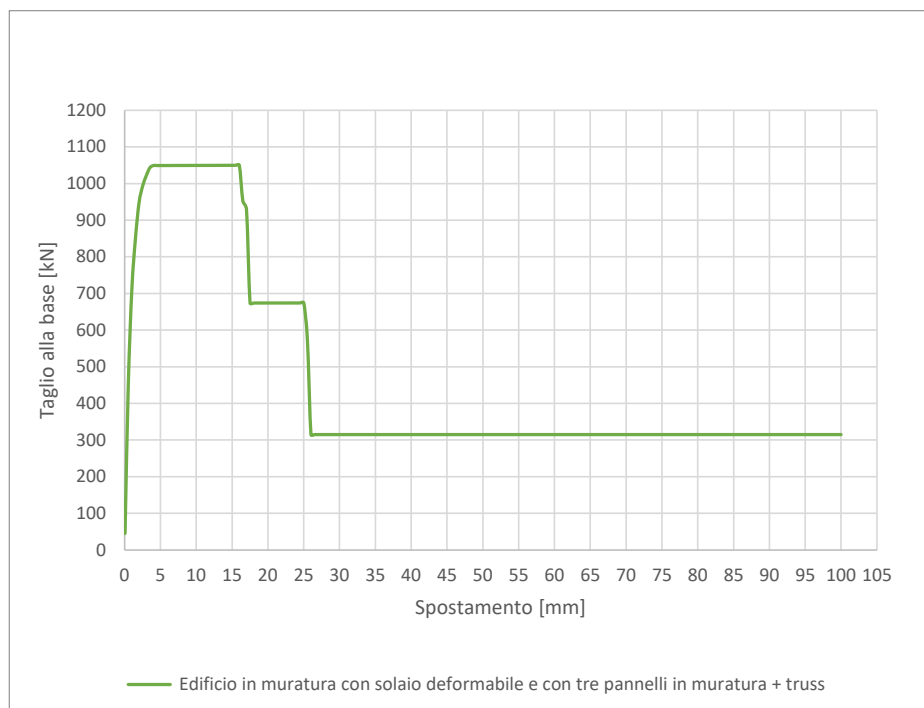


Fig. 7.38 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2.

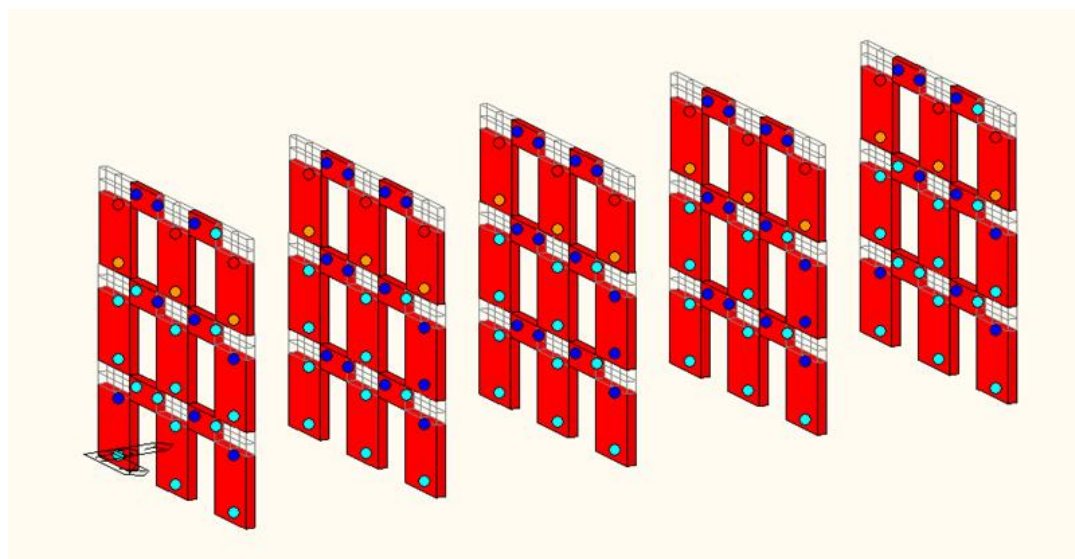


Fig. 7.39 - Cerniere plastiche a flessione a 26.0 mm e 575.4 kN

Si noti come in questo caso vi è una rottura per flessione dei maschi murari in tutte le facciate, in particolare a 26 mm e 575.4 kN si ha un meccanismo di locale di tutti gli elementi dell'ultimo piano. In questo caso le azioni orizzontali sono distribuite su tutte le pareti in modo uniforme, questo è dovuto alla presenza degli elementi di controvento che contribuiscono ad irrigidire la struttura.

7.2.2.4. Confronto dei casi

Si confrontano le curve di push-over per una distribuzione di forze inerziali proporzionali alle masse, ottenute precedentemente:

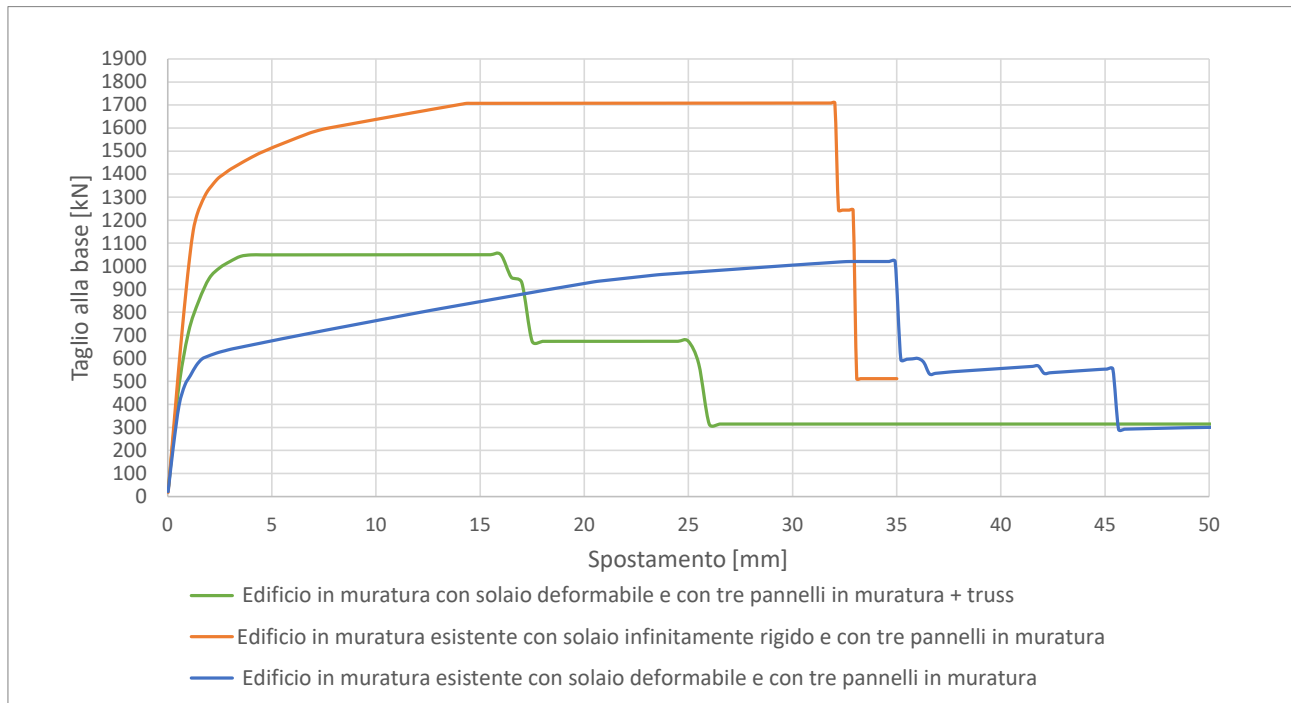


Fig. 7.40 - Curve di push-over2

Si nota come in presenza di un impalcato infinitamente rigido e di uno deformabile con elementi di controvento si ha un comportamento globale della struttura molto più rigida rispetto al caso di solaio deformabile. In corrispondenza dell'edificio con solai infinitamente rigidi si ha il valore massimo di taglio alla base, mentre con impalcati deformabili si avranno valori più bassi di resistenza ed elevati valori di spostamento ultimo.

Nel caso di solai con elementi di controvento per una configurazione rigida e con solai rigidi sia le pareti aggiuntive che quelle dell'edificio collassano tutte contemporaneamente per gli stessi valori di spostamento ultimo; mentre nel caso di solai deformabili inizialmente vanno in crisi solo le pareti aggiuntive e poi successivamente quelle dell'edificio, garantendo così una rottura globale molto più duttile delle altre, nonostante la muratura sia un materiale poco elastico e poco duttile.

7.2.3. EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA CON L'AGGIUNTA DI UNA PARETE IN MURATURA

La descrizione dell'edificio è stata discussa al cap.7.1.1 e 7.1.3, la strategia di modellazione dell'edificio al cap.7.1.6.3 e quella dei solai al cap.7.1.6.1.

7.2.3.1. Solaio infinitamente rigido

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over:

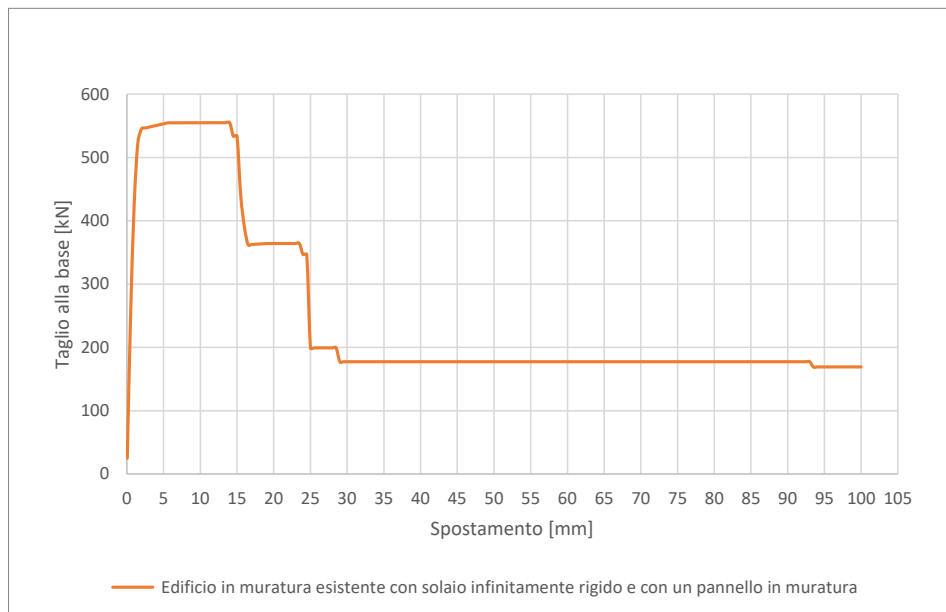


Fig. 7.41 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

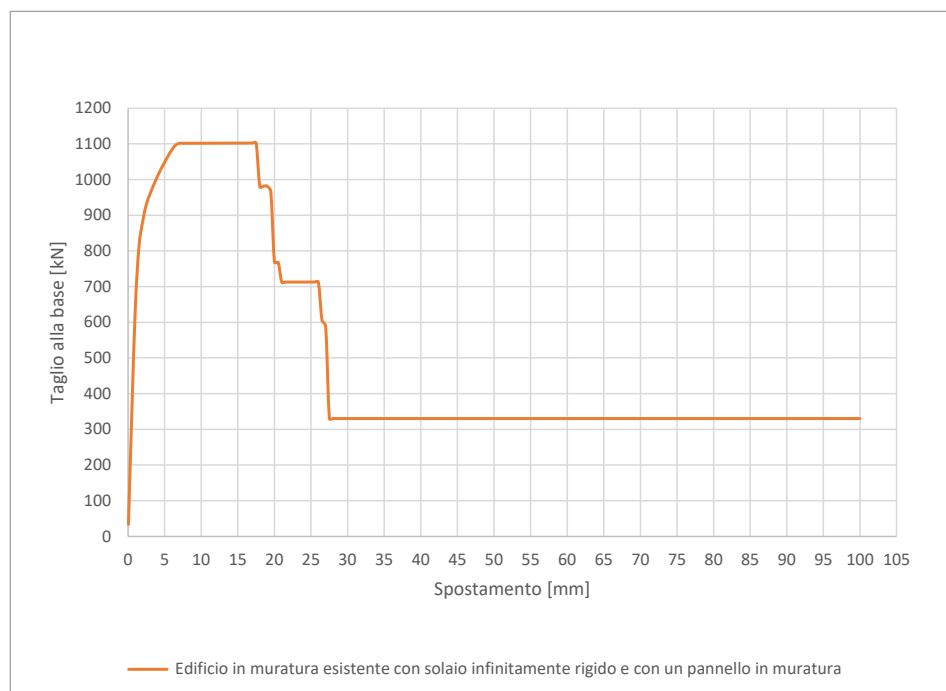


Fig. 7.42 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2.

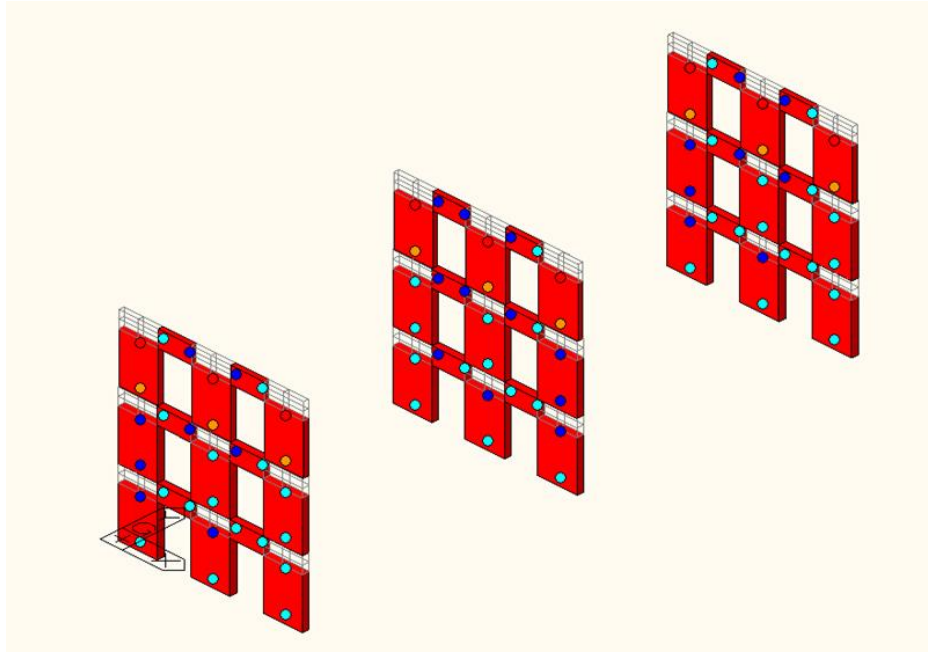


Fig. 7.43 - Cerniere plastiche a flessione a 27.5 mm e 588.542 kN

Si forma un meccanismo locale in dove tutti i maschi dell'ultimo piano di tutte le pareti collassano per flessione a 27.5 mm e 588.542 kN.

In presenza di solai infinitamente rigidi le azioni sismiche si distribuiranno nel medesimo modo dell'esempio precedente.

7.2.3.2. *Solaio deformabile*

La configurazione di solaio deformabile è stata ottenuta con elementi di controvento modellati come Truss di dimensioni 10x10 mm, le proprietà meccaniche sono descritte a cap.7.2.6.1.

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over:



Fig. 7.44 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

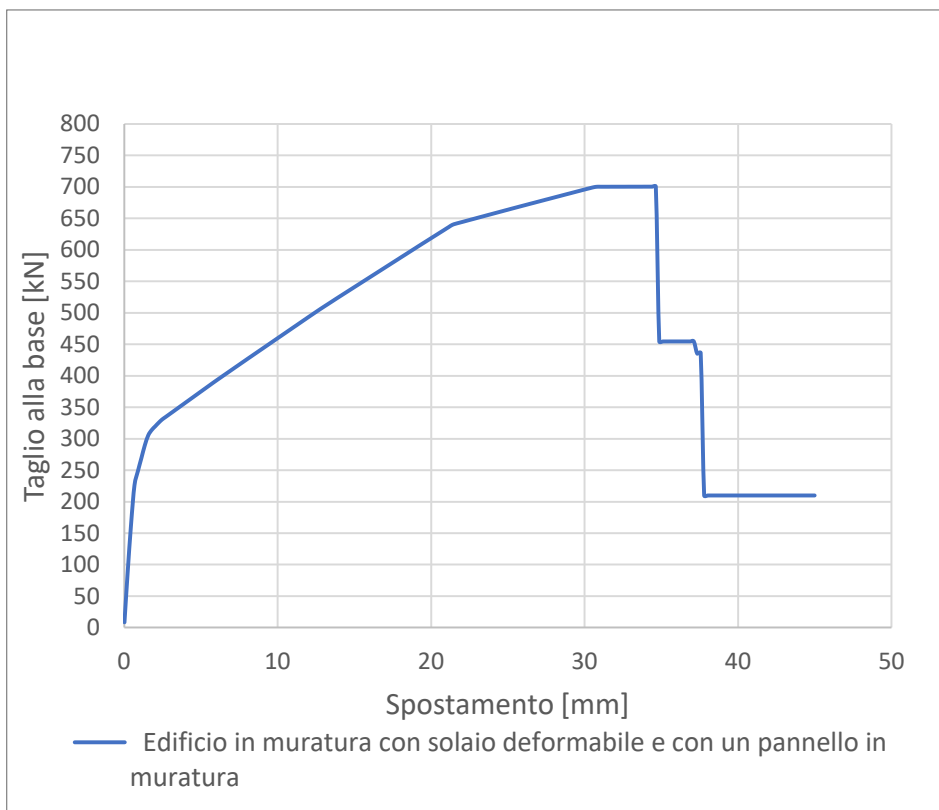


Fig. 7.45 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2.

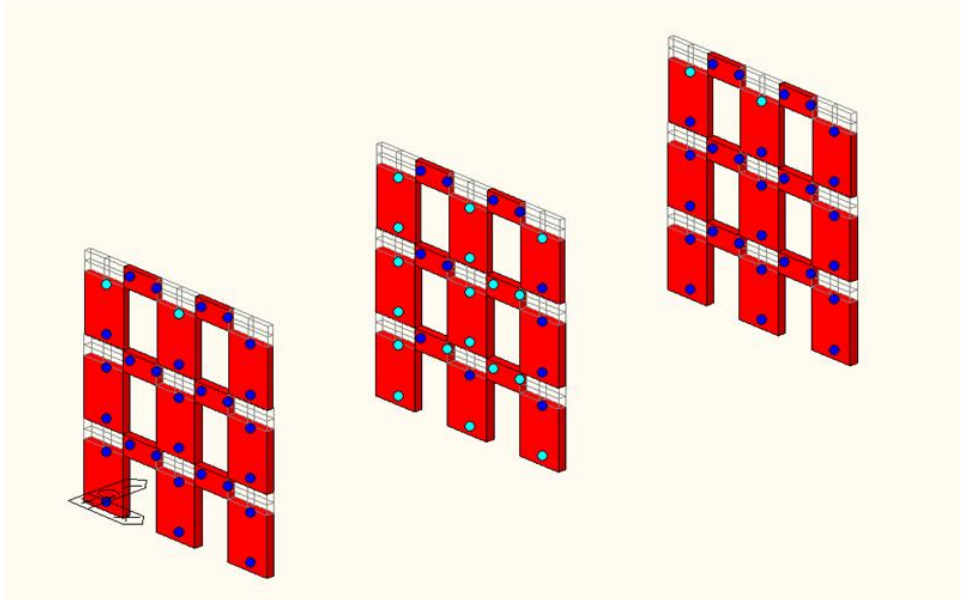


Fig. 7.46 - Cerniere plastiche a flessione a 1.8 mm e 313.96 kN

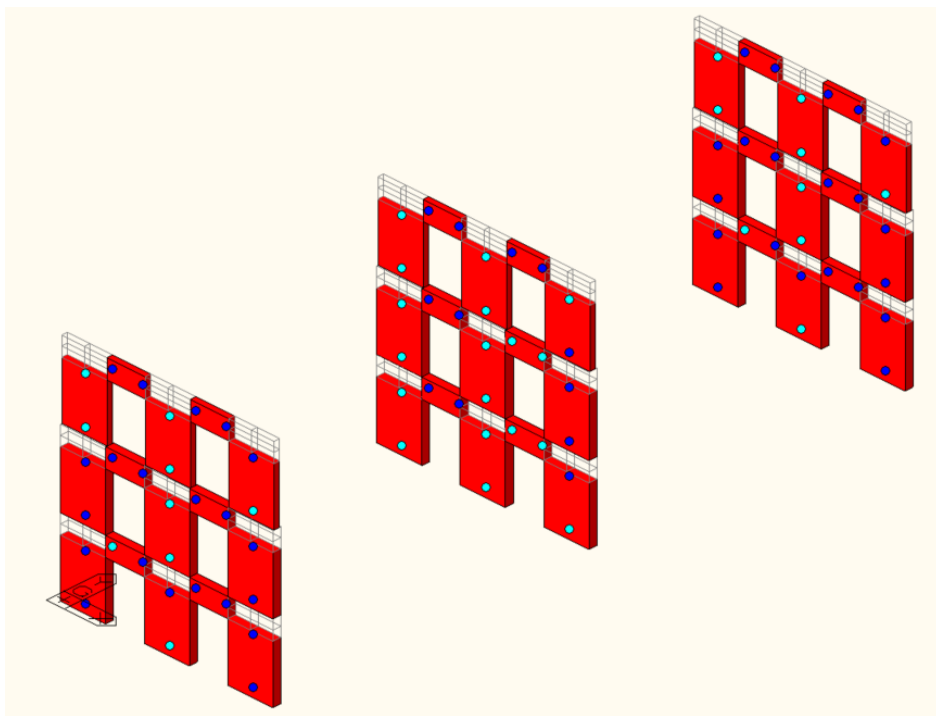


Fig. 7.47 - Cerniere plastiche a flessione a 21.60 mm e 641.38 kN

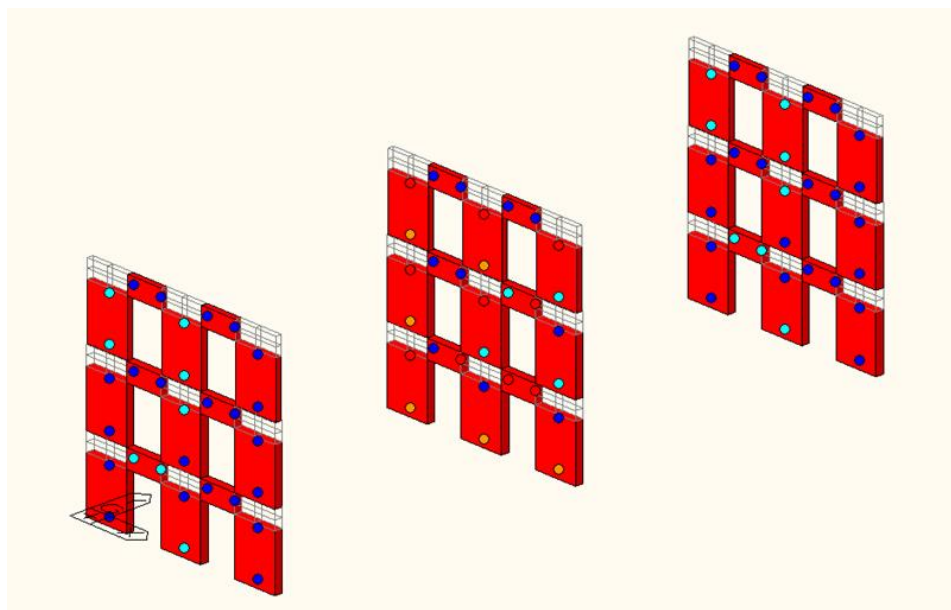


Fig. 7.48 - Cerniere plastiche a flessione a 34.875 mm e 700.29 kN

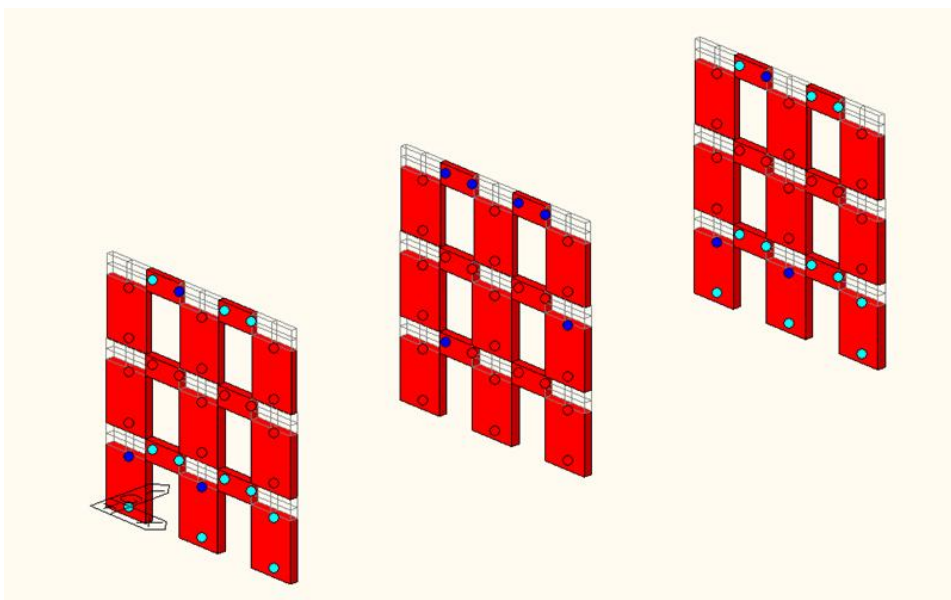


Fig. 7.49 - Cerniere plastiche a flessione a 38.03 mm e 436.27 kN

Dai risultati ottenuti si può notare come: sia le forme delle curve di push-over che i meccanismi di collasso sono gli stessi del caso precedente con tre pannelli aggiuntivi e impalcato deformabile; ovviamente nel caso in esame, essendoci solo il contributo di una parete resistente aggiuntiva, si avranno dei valori di taglio massimi più bassi (1020.8 kN con tre pareti in muratura aggiuntive rispetto ai 700.29 kN con una sola parete).

7.2.3.3. *Solaio deformabile + elementi di controvento (Truss)*

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over:

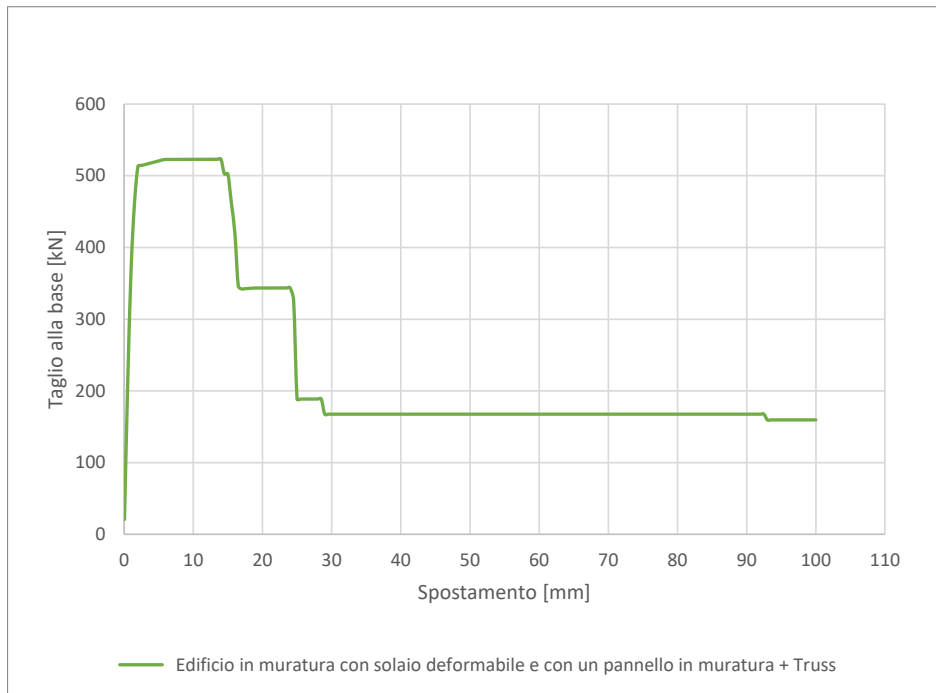


Fig. 7.50 - Curva di push-over1 (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

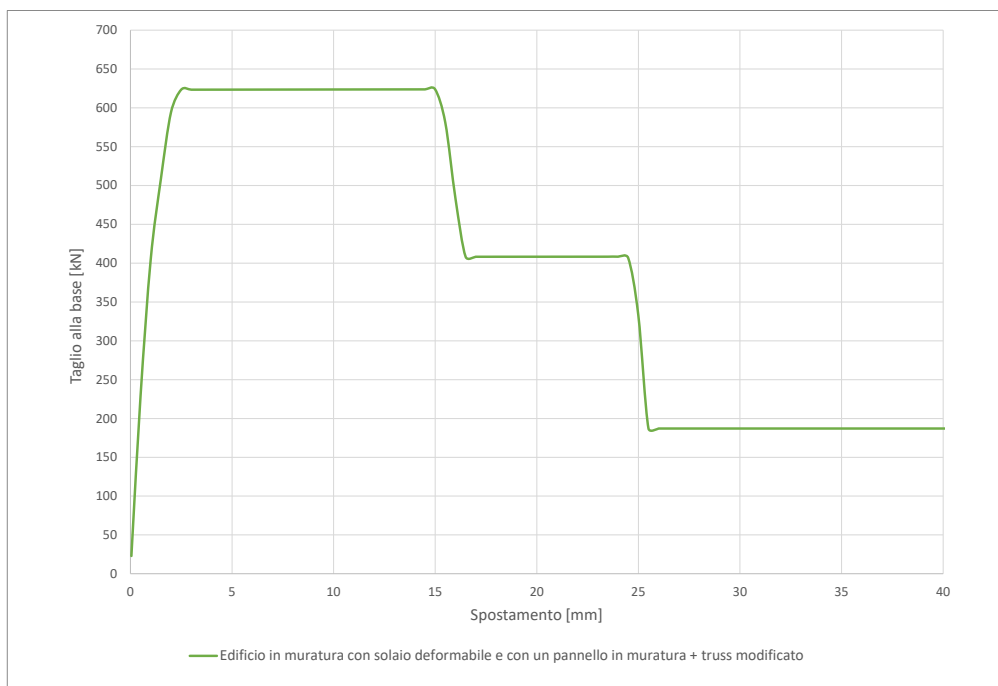


Fig. 7.51 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2.

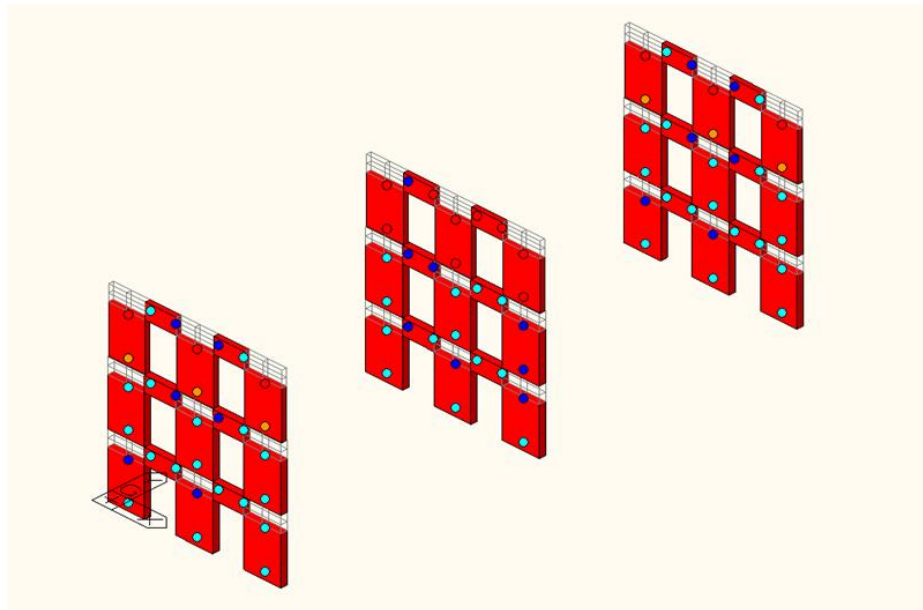


Fig. 7.52 - Cerniere plastiche a flessione a 27.5 mm e 445.15 kN

Anche in questo caso le modalità di rottura sono analoghe a quelle con tre pareti aggiuntive; si vengono a creare dei meccanismi di locali in corrispondenza dell'ultimo piano, con il collasso delle fasce della parete aggiuntiva.

7.2.3.4. Confronto dei casi

Si confrontano le curve di push-over dell'edificio in muratura con un pannello aggiuntivo per una distribuzione di forze inerziali proporzionali alle masse, ottenute precedentemente:

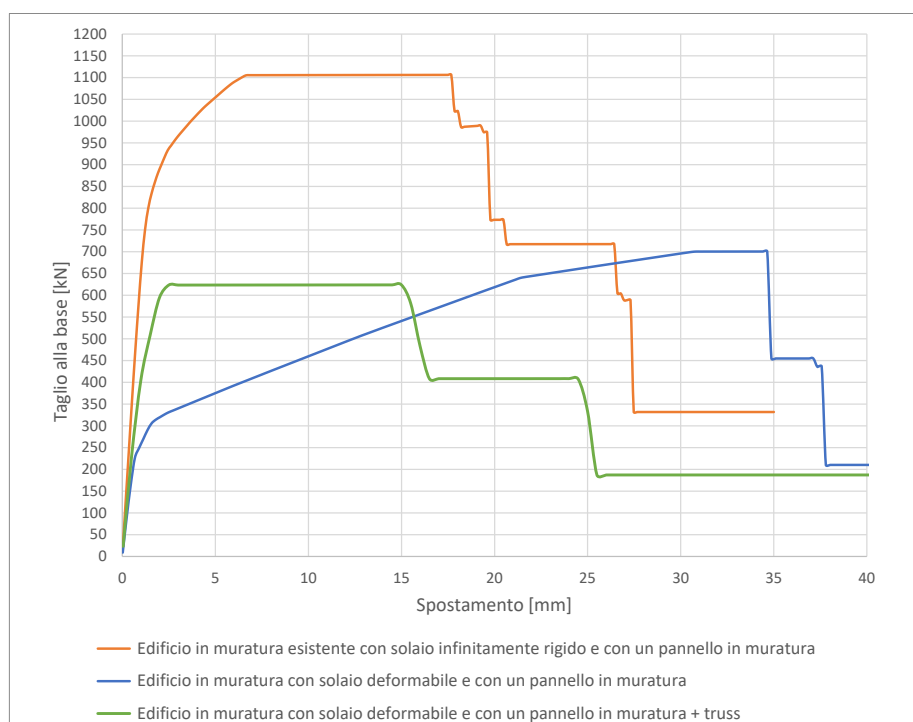


Fig. 7.53 - Curve di push-over2

Si noti come in presenza di un impalcato infinitamente rigido e di uno deformabile con elementi di controvento si ha un comportamento globale della struttura molto più rigida rispetto al caso di solaio deformabile. In corrispondenza dell'edificio con solai infinitamente rigidi si ha il valore massimo di taglio alla base, mentre con impalcati deformabili si avranno valori più bassi di resistenza ed elevati valori di spostamento ultimo.

Nel caso di solai rigidi o deformabili con elementi di controvento, sia le pareti aggiuntive che quelle dell'edificio collassano tutte contemporaneamente per gli stessi valori di spostamento ultimo; mentre nel caso di solai deformabili inizialmente vanno in crisi solo le pareti aggiuntive e poi successivamente quelle dell'edificio, garantendo così una rottura globale molto più duttile delle altre, nonostante la muratura sia un materiale poco elastico e poco duttile.

Adesso si vogliono confrontare tutte le curve di push-over dell'edificio in muratura con l'aggiunta dei pannelli per una distribuzione di forze inerziali proporzionali alle masse, ottenute precedentemente da tutti i vari casi

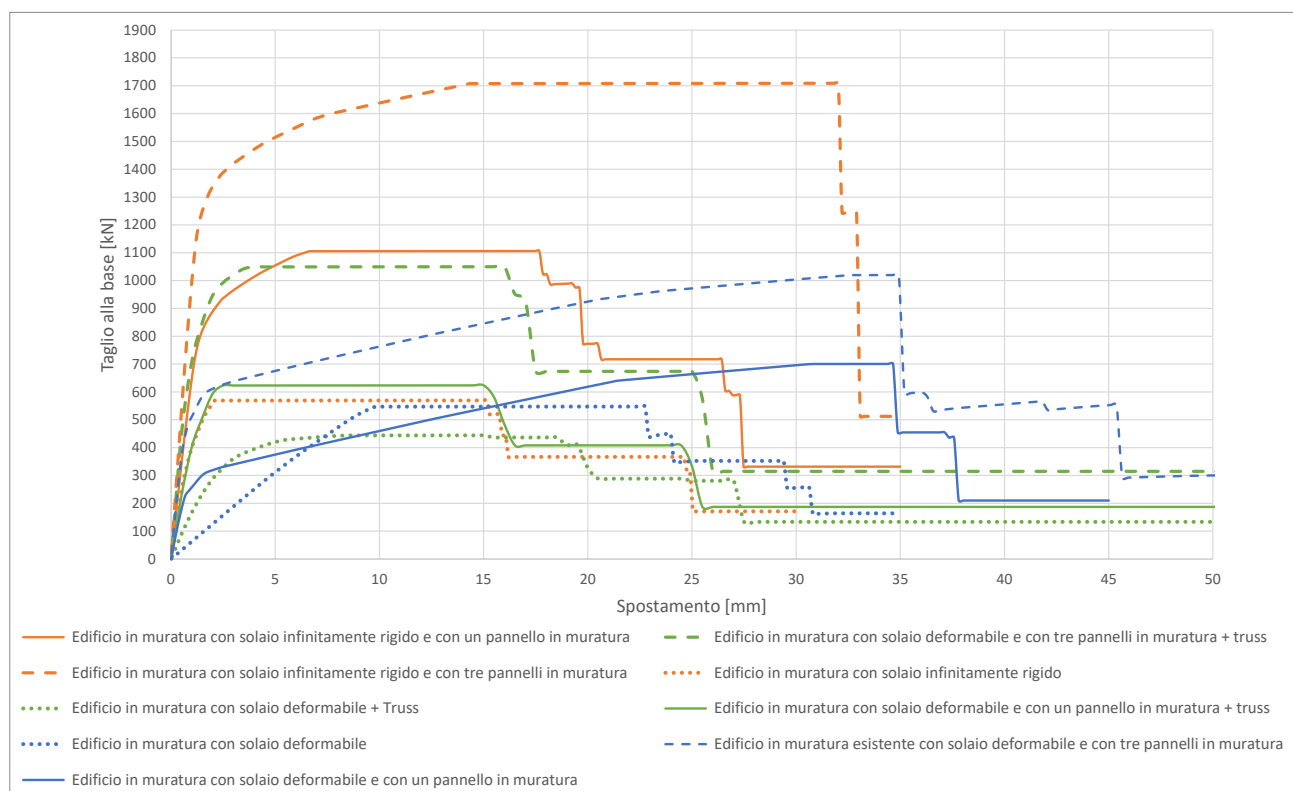


Fig. 7.54 - Curve di push-over2

Dalle curve ottenute si può osservare che in presenza di tre pannelli aggiuntivi si ha sempre la resistenza massima al taglio.

Le pendenze del tratto elastico delle curve sono circa le stesse, a parte quelle del caso di edifici in muratura senza pareti aggiuntive che avranno una resistenza minore dovuta alla mancanza del contributo degli altri elementi.

In presenza di solai deformabili tutti e tre i casi hanno comportamenti meno fragili, in particolare il caso con tre pannelli come elementi in aggiunta raggiunge il collasso per spostamenti ultimi maggiori.

7.2.4. EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA CON L'AGGIUNTA DI TRE PARETI IN CLT

La descrizione dell'edificio è stata discussa al cap.7.1.1 e 7.1.4, la strategia di modellazione dell'edificio al cap.7.1.6.4 e quella dei solai al cap.7.1.6.1.

7.2.4.1. Solai infinitamente rigido

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over sia per connessioni ad elevata resistenza che per connessioni a bassa resistenza:

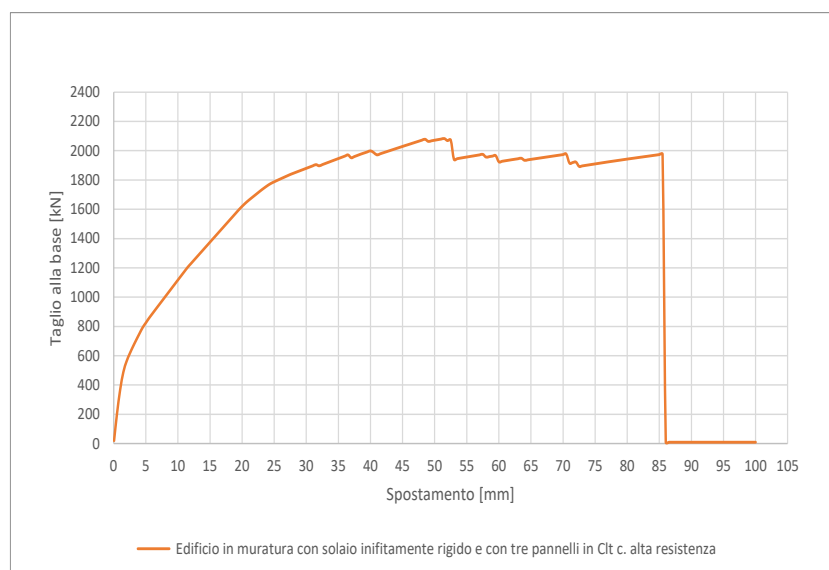


Fig. 7.55 - Curva di push-over I per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

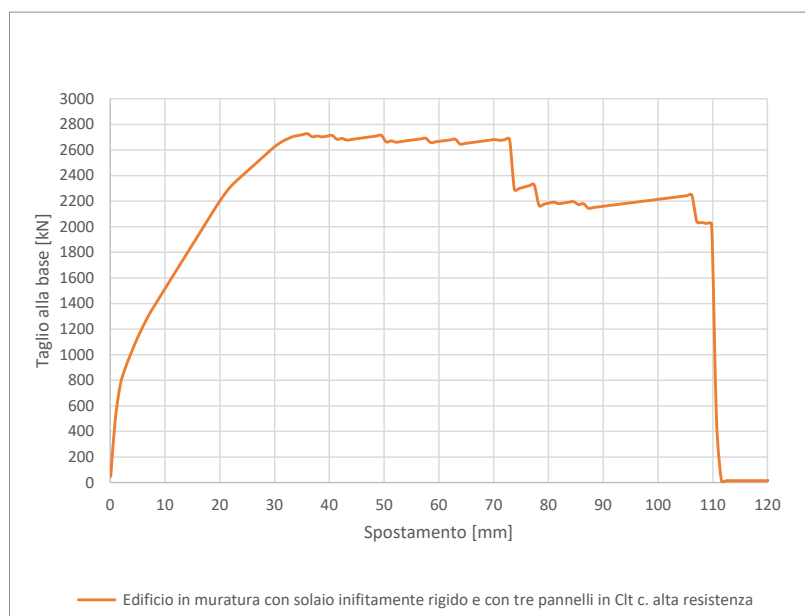


Fig. 7.56 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

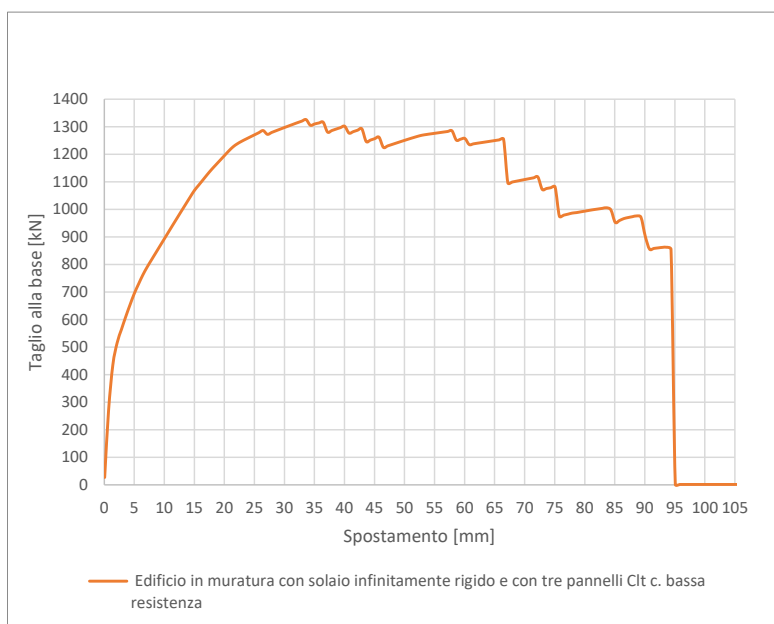


Fig. 7.57 - Curva di push-over1 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

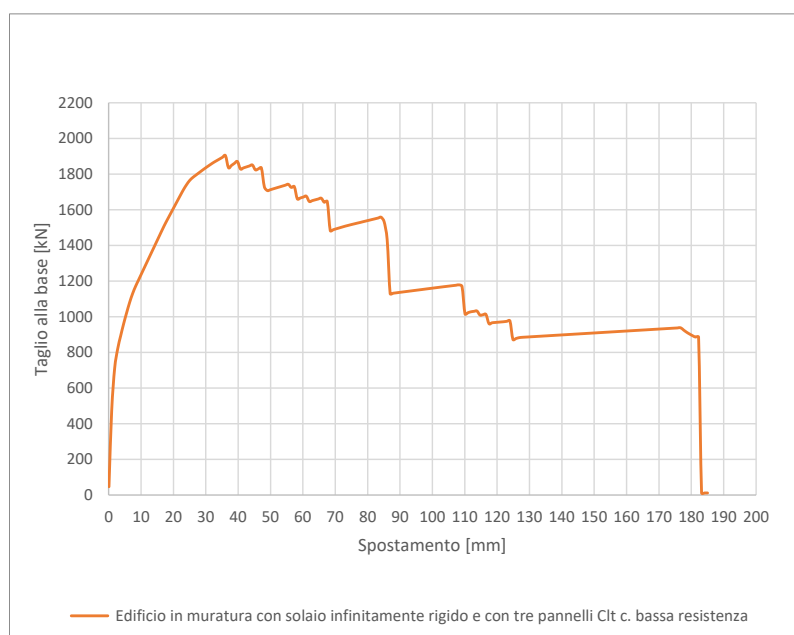


Fig. 7.58 - Curva di push-over2 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, in particolare si è visto come nel caso di connessioni ad alta e bassa portata la differenza principale è data dal valore massimo di taglio alla base. Si riportano in seguito le modalità di rottura e lo stato delle cerniere plastiche più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza.

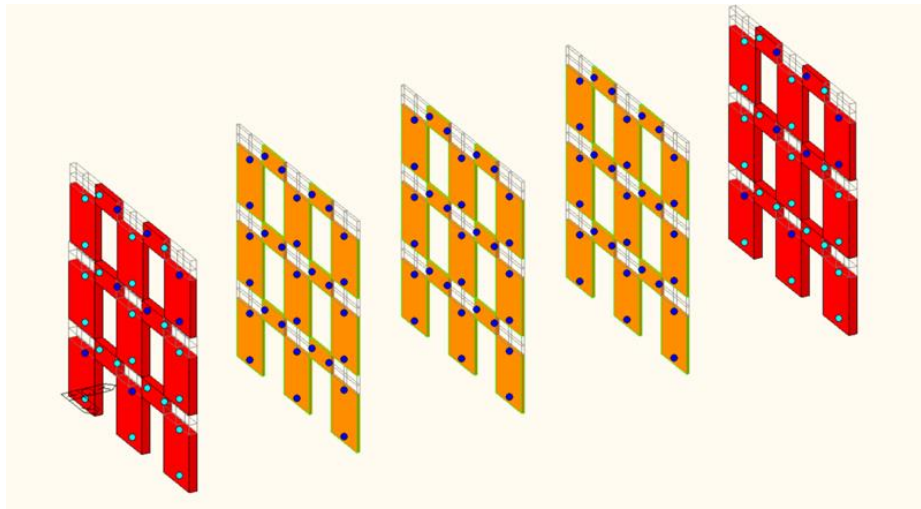


Fig. 7.59 - Cerniere plastiche a flessione a 18 mm e 2066.5 kN

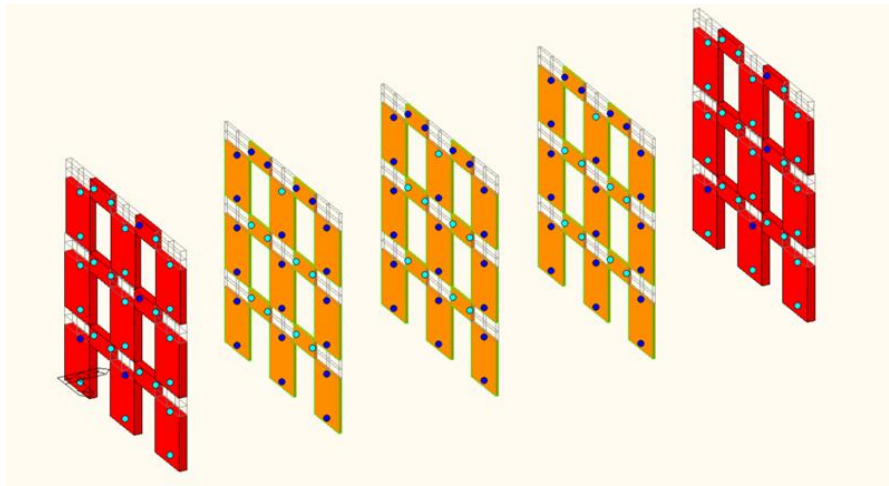


Fig. 7.60 - Cerniere plastiche a flessione a 27.0 mm e 2511.97 kN

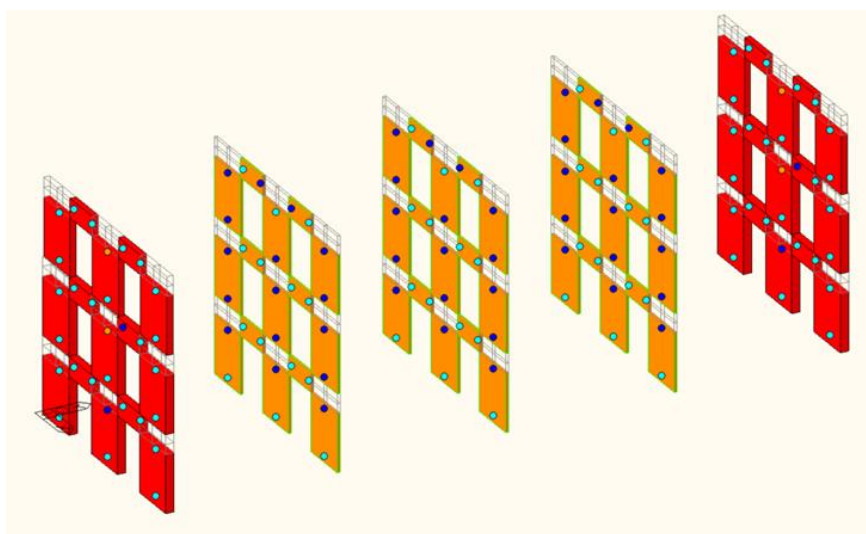


Fig. 7.61 - Cerniere plastiche a flessione a 38.7 mm e 2703.53 kN

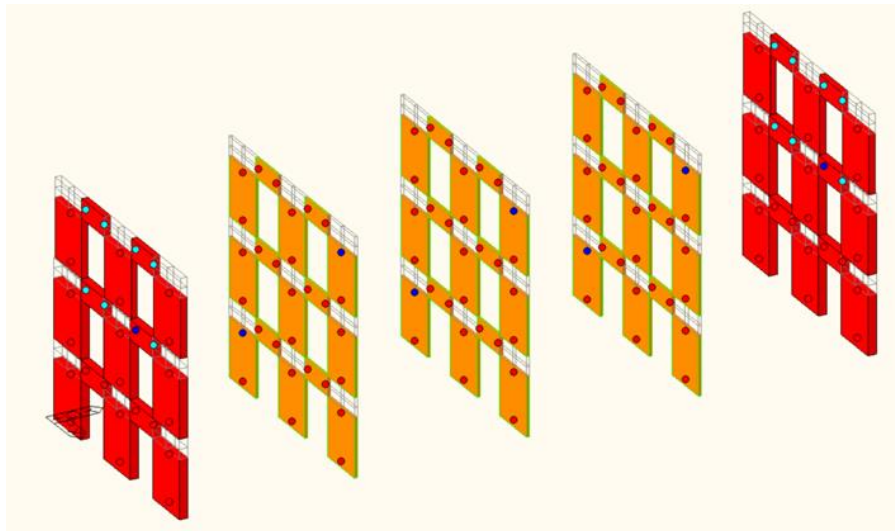


Fig. 7.62 - Cerniere plastiche a flessione a 111.6 mm e 2021.81 kN

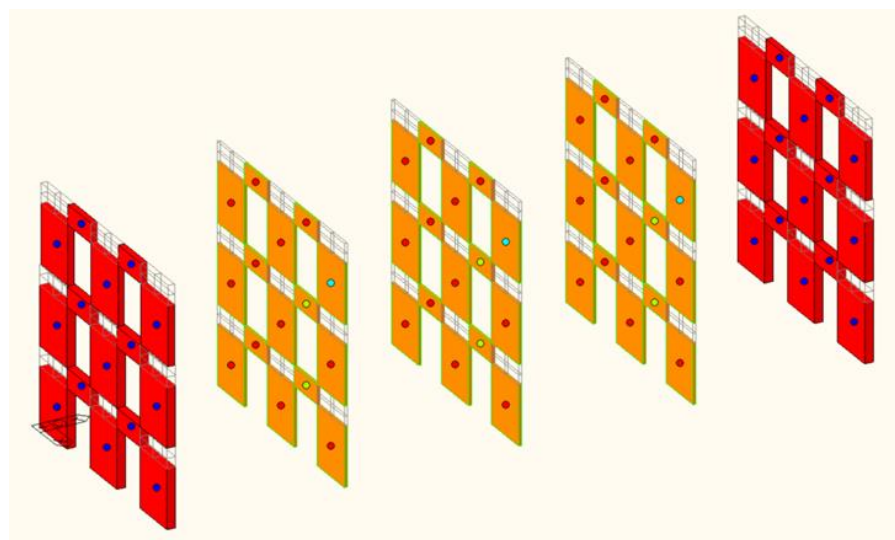


Fig. 7.63 - Cerniere plastiche a taglio a 111.6 mm e 2021.81 kN

Si avranno per cinque fasi distinte:

- a) fase elastica;
- b) snervamento delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.59);
- c) snervamento delle pareti in CLT per flessione e per taglio (Fig. 7.60);
- d) crisi delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.61);
- e) collasso di tutte le pareti per flessione e per taglio (Fig. 7.62 e Fig. 7.63).

Si riporta in seguito il grafico delle curve di capacità con le fasi introdotte precedentemente:

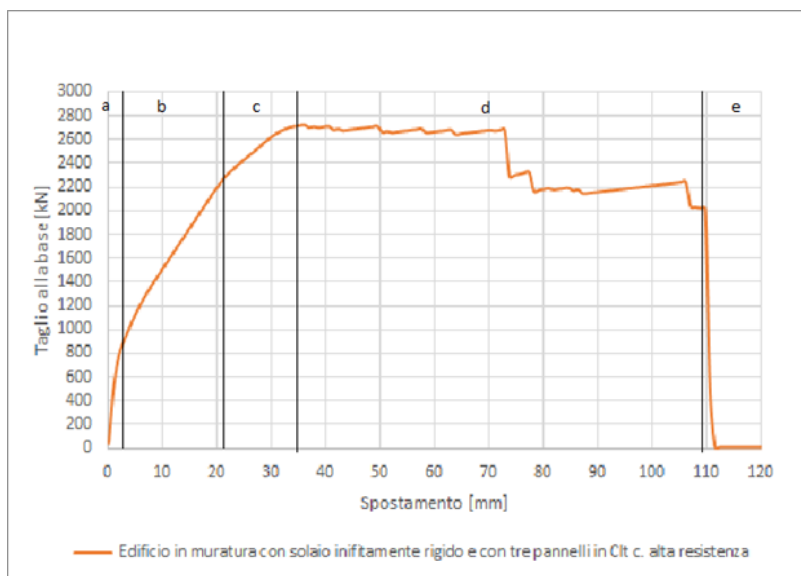


Fig. 7.64 - Curva di push-over² per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Le modalità di rottura studiate successivamente sono tutte riferite al caso della flessione perché, nonostante l'elemento collassi anche per taglio in corrispondenza dello spostamento ultimo, non si hanno ulteriori aspetti significativi da evidenziare.

Il tratto elastico è caratterizzato dalla pendenza del modulo elastico della muratura con valori di snervamento però superiori a quelli dell'edificio di riferimento nello stato di fatto.

Nel secondo tratto preso in considerazione vi è un ulteriore cambio di pendenza dato dal modulo elastico degli elementi in CLT dove la muratura plasticizza a circa 18 mm e 2066.5 kN.

Nella fase seguente plasticizzano anche le pareti in CLT a circa 27.0 mm e 2511.97 kN andando a modificare ulteriormente la pendenza della curva.

Nella fase *d* si ha il classico andamento a scalini dovuto al collasso degli elementi in muratura, fino a quando non si arriva al collasso di tutta la struttura.

Si noti come l'utilizzo di pannelli CLT porta a ritardare sia la plasticizzazione che la rottura dei pannelli murari, infatti nel caso del solo edificio esistente vi è era uno snervamento per valori di 1 mm e 399 kN e una rottura a 25 mm e 360.85 kN mentre ora plasticizzano a 18 mm e 2066.5 kN e cominciano ad andare in crisi a 38.7 mm e 2703.53 kN.

Grazie all'inserimento dei pannelli in CLT si è evitata anche la formazione dei meccanismi di piano. Inoltre, osservando le varie modalità di rottura si può notare che andranno in crisi sempre prima le pareti in muratura e poi quelle in CLT e questo è dovuto al fatto che si hanno degli impalcati rigidi. Nel caso di solaio infinitamente rigido rispetto alle pareti, infatti, la risultante delle azioni simiche può essere applicata al *centro di massa G* e può essere ripartita tra tutti i pannelli di maschio nel piano

in base alle rispettive rigidezze alla traslazione orizzontale. Essendo le pareti in muratura più rigide saranno quelle più sollecitate.

Si confrontano in seguito le due curve di push-over per una distribuzione di forze inerziali proporzionali alle masse del caso con connessioni ad alta e bassa resistenza.

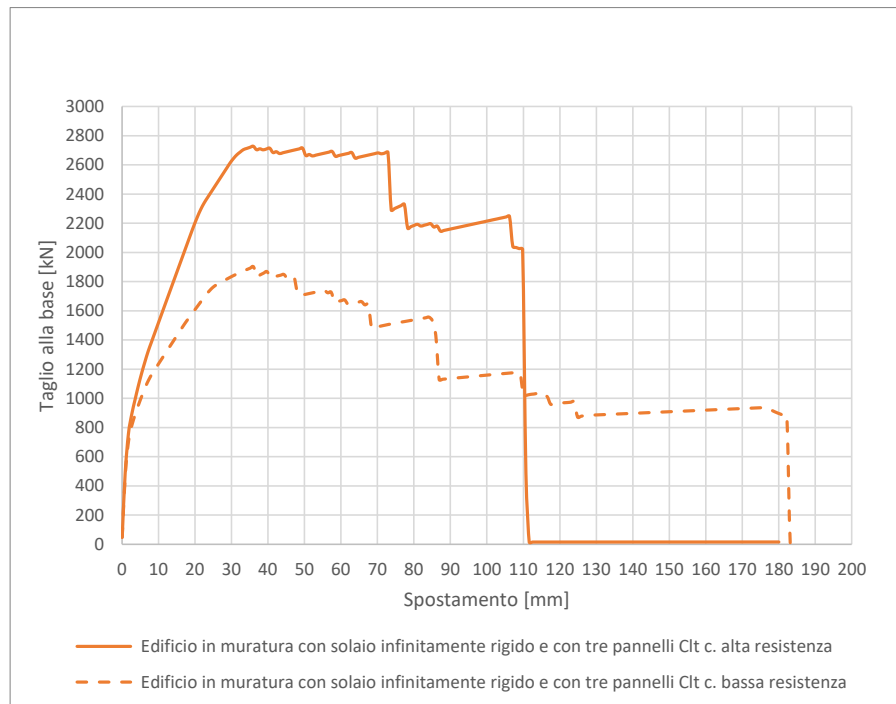


Fig. 7.65 - Curva di push-over² per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

In presenza di connessioni ad elevata capacità si hanno valori di resistenza al taglio molto più elevati, anche se poi si avrà il collasso della struttura per valori di spostamento più bassi. Questo è dovuto al fatto che quando si hanno connessioni a bassa resistenza il pannello in CLT plasticizzerà prima e così facendo contribuirà al comportamento strutturale con una maggiore capacità di spostamento.

Si noti come una volta plasticizzata la parete in muratura le due curve assumono la pendenza dei moduli elastici delle pareti in CLT che sono uno il doppio dell'altro.

7.2.4.2. Solai deformabile

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over sia per connessioni ad elevata resistenza che per connessioni a bassa resistenza.:

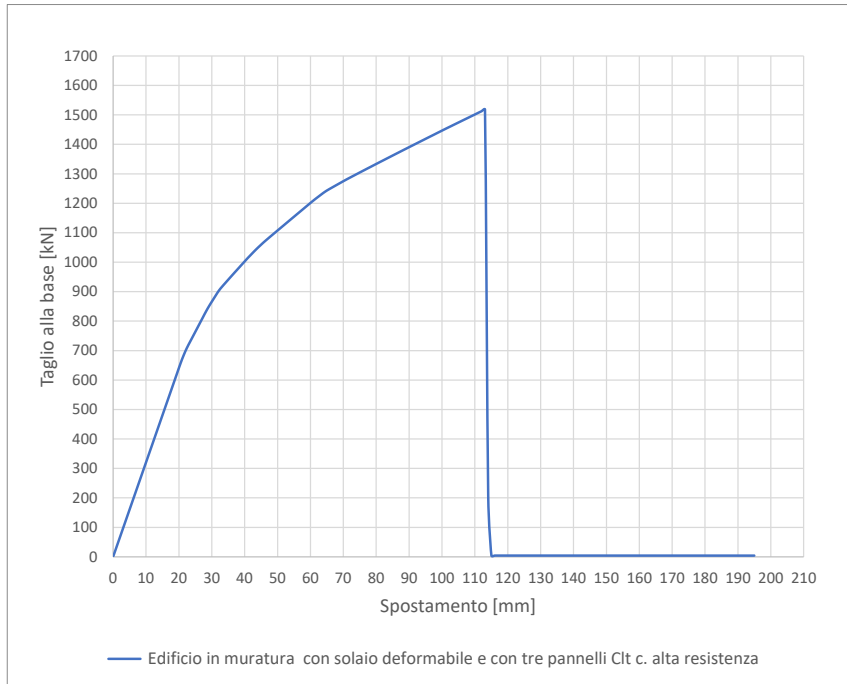


Fig. 7.66 - Curva di push-over1 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

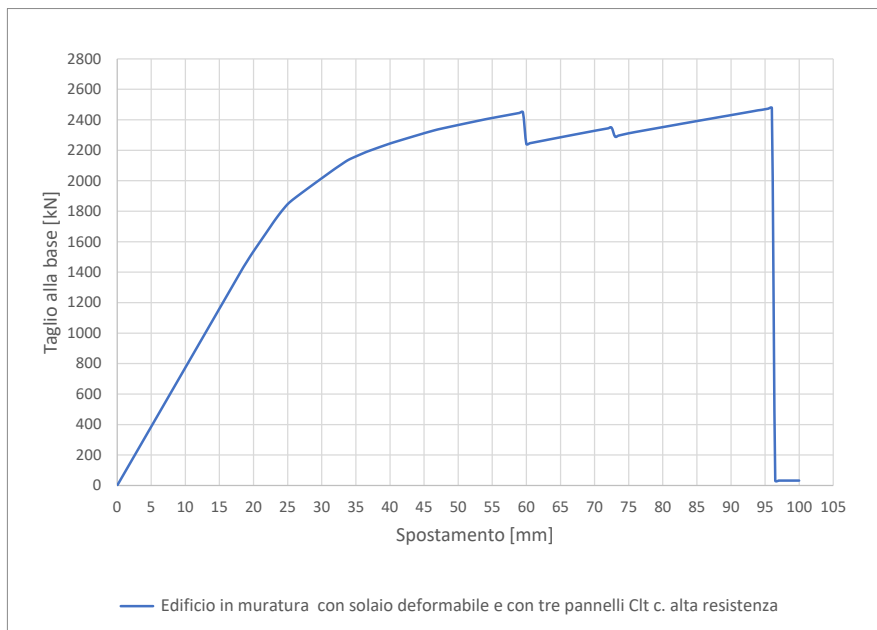


Fig. 7.67 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

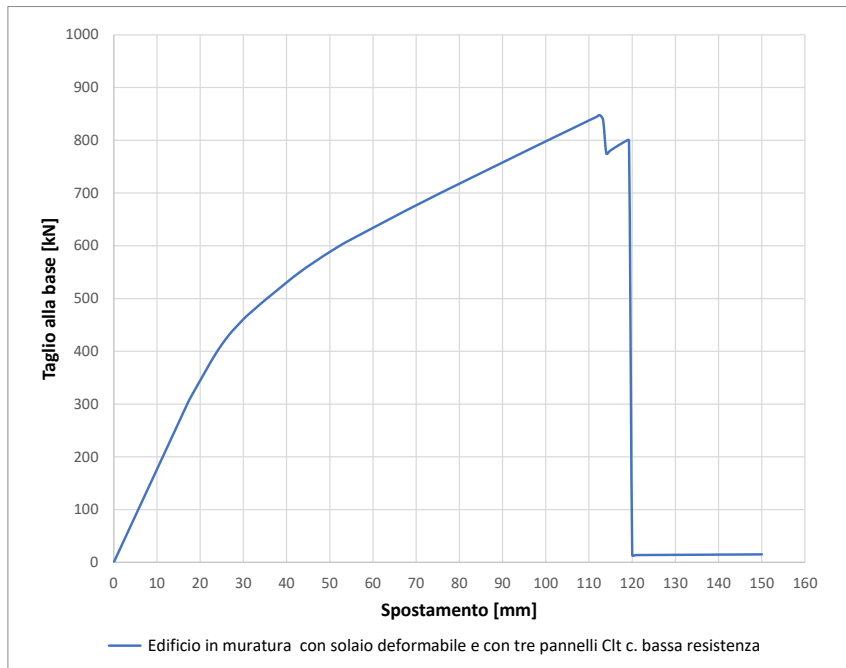


Fig. 7.68 - Curva di push-over1 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

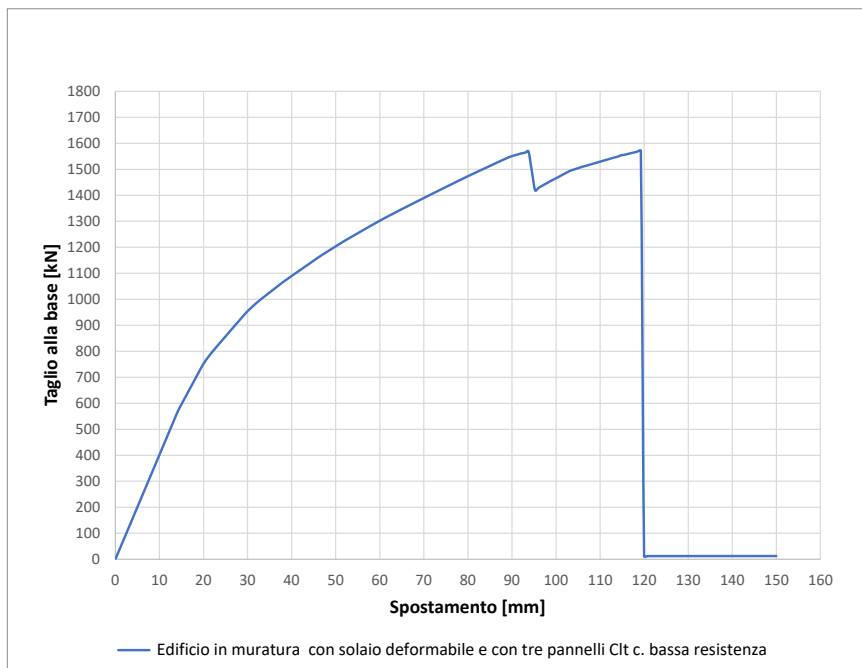


Fig. 7.69 - Curva di push-over2 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali. Si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2 per connessioni ad alta.

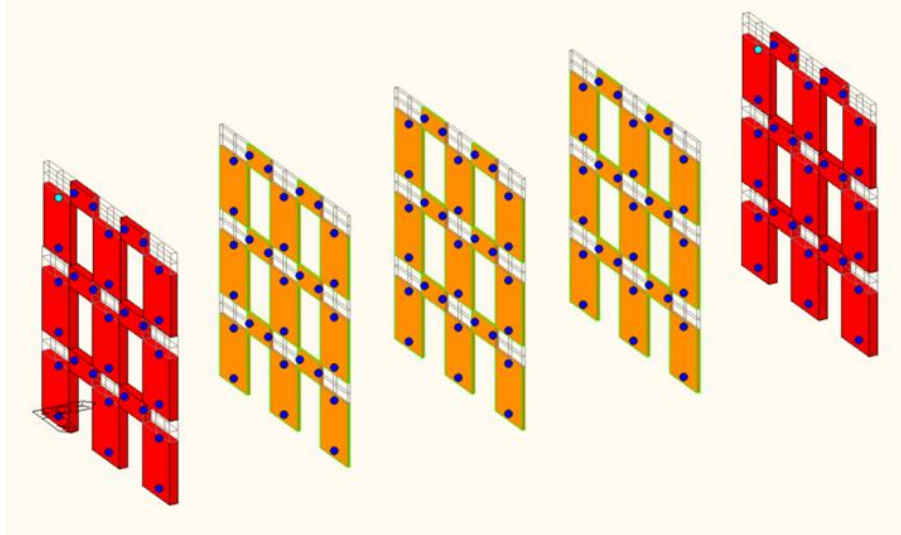


Fig. 7.70 - Cerniere plastiche a flessione a 11.5 mm e 890.39 kN con connessioni ad alta resistenza

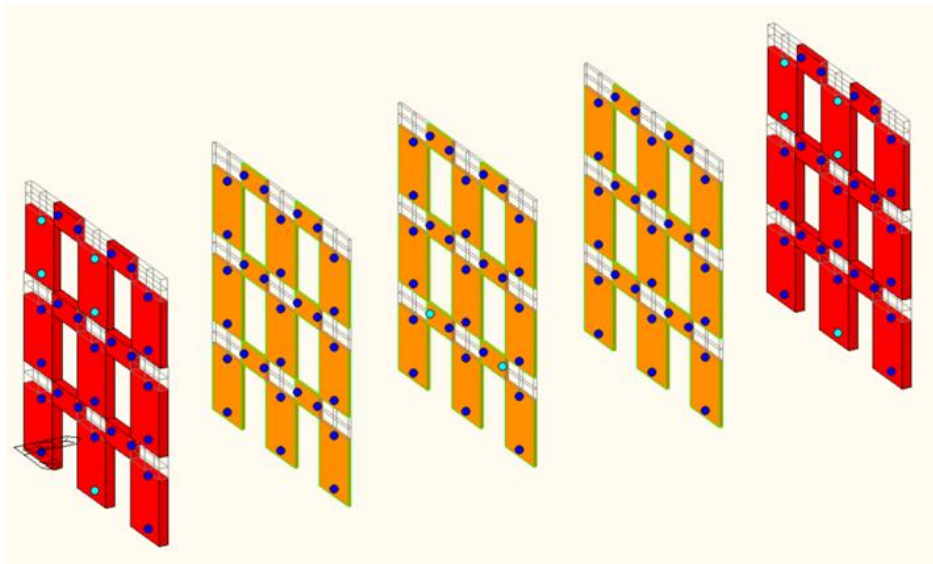


Fig. 7.71 - Cerniere plastiche a flessione a 18.5 mm e 1432.28 kN con connessioni ad alta resistenza

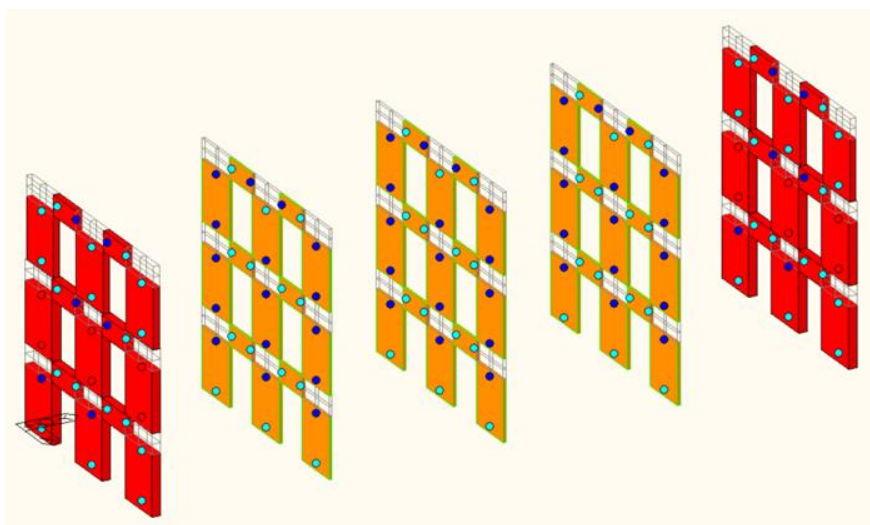


Fig. 7.72 - Cerniere plastiche a flessione a 60 mm e 2242.01 kN con connessioni ad alta resistenza

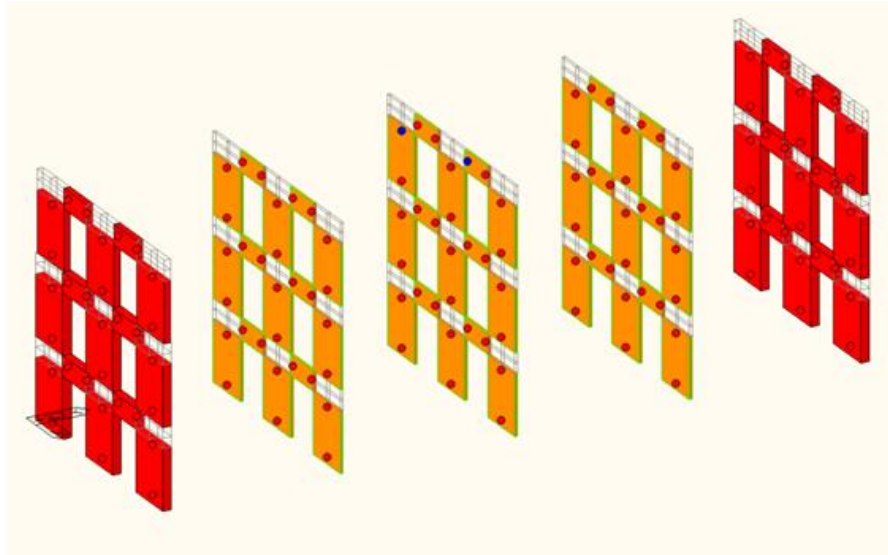


Fig. 7.73 - Cerniere plastiche a flessione a 95.5 mm e 2477.20 kN con connessioni ad alta resistenza

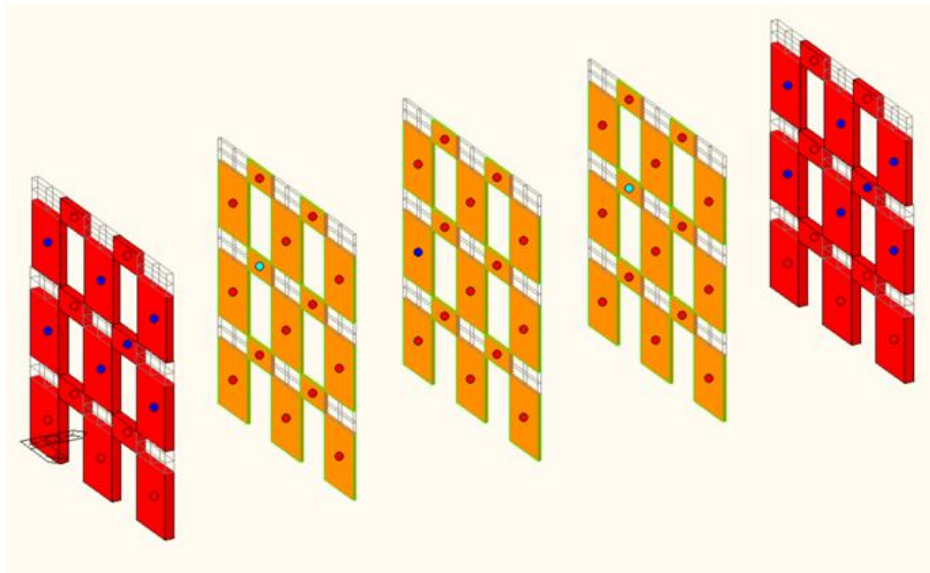


Fig. 7.74 - Cerniere plastiche a taglio a 95.5 mm e 2477.20 kN con connessioni ad alta resistenza

Si avranno per cinque fasi distinte:

- fase elastica;
- snervamento delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.70);
- snervamento delle pareti in CLT per flessione e per taglio (Fig. 7.71);
- crisi delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.72);
- collasso di tutte le pareti (Fig. 7.73 e Fig. 7.74).

Si riporta in seguito il grafico delle curve di capacità con le fasi introdotte precedentemente:

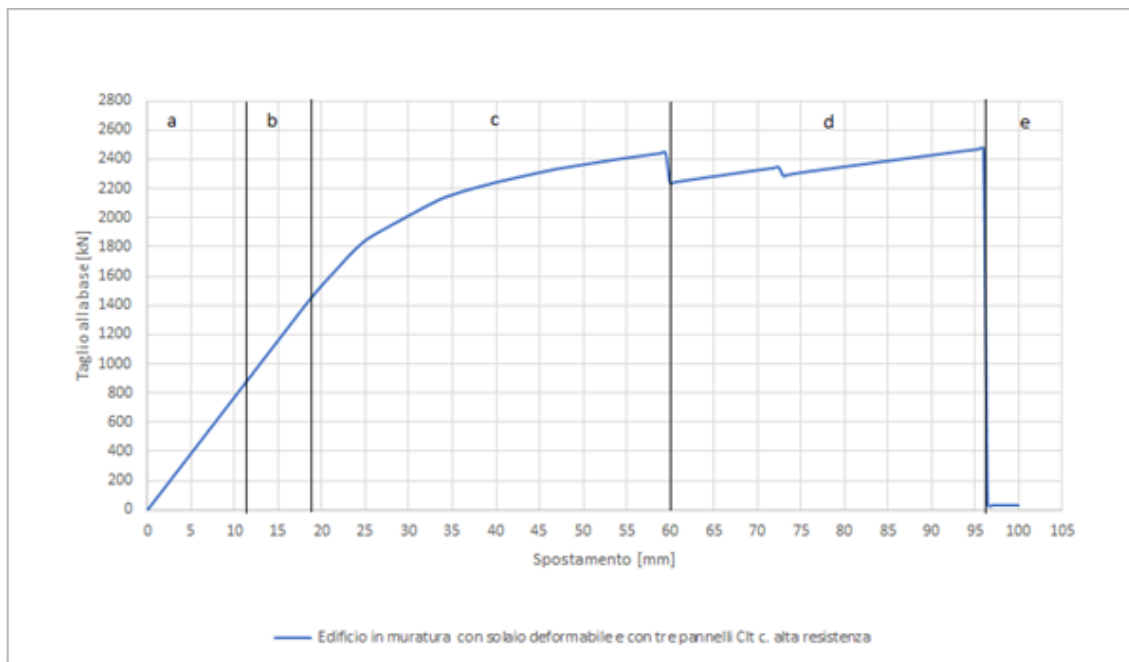


Fig. 7.75 - Curva di push-over² per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Le modalità di rottura studiate successivamente sono tutte riferite al caso della flessione perché, nonostante l'elemento collassi anche per taglio in corrispondenza dello spostamento ultimo, non si hanno ulteriori aspetti significativi da evidenziare.

Il tratto elastico è caratterizzato da valori di snervamento superiori a quelli dell'edificio di riferimento nello stato di fatto.

Nel secondo tratto preso in considerazione vi è un ulteriore cambio di pendenza dato dal fatto che la muratura plasticizza a circa 11.5 mm e 890.39 kN.

Nella fase seguente plasticizzano anche le pareti in CLT a circa 18.5 mm e 1432.28 kN andando a modificare ulteriormente la pendenza della curva.

Le fasi *b* e *c* avvengono per valori di spostamento molto simili, infatti si avrà la plasticizzazione delle pareti in muratura e di quelle in CLT quasi contemporaneamente.

Nella fase *d* si ha il classico andamento a scalini dovuto al collasso degli elementi in muratura, fino a quando non si arriva al collasso di tutta la struttura.

Si noti come l'utilizzo di pannelli CLT porta a ritardare sia la plasticizzazione che la rottura dei pannelli murari, infatti nel caso del solo edificio esistente vi è era uno snervamento per valori di 1 mm e 399 kN e una rottura a 25 mm e 360.85 kN mentre ora plasticizzano a 11.5 mm e 890.39 kN e cominciano ad andare in crisi a 60 mm e 2242.01 kN.

Grazie all'inserimento dei pannelli in CLT si è evitata anche la formazione dei meccanismi di piano. La presenza di un impalcato deformabile farà sì che ci sia una distribuzione delle sollecitazioni orizzontali sugli elementi verticali in funzione alle corrispettive aree d'influenza, e questo a differenza

del caso precedente, nel quale sono stati considerati solai infinitamente rigidi, porterà a danneggiarsi prima le pareti in CLT per valori di spostamento più bassi e poi le pareti in muratura.

Nel caso di connessioni a bassa resistenza le pareti in CLT plasticizzano subito prima delle pareti in muratura.

Per confrontare in maniera più adeguata le differenze tra i due tipi di connessioni si riportano in seguito sia le curve di push-over² che alcune rappresentazioni significative delle cerniere plastiche formate:

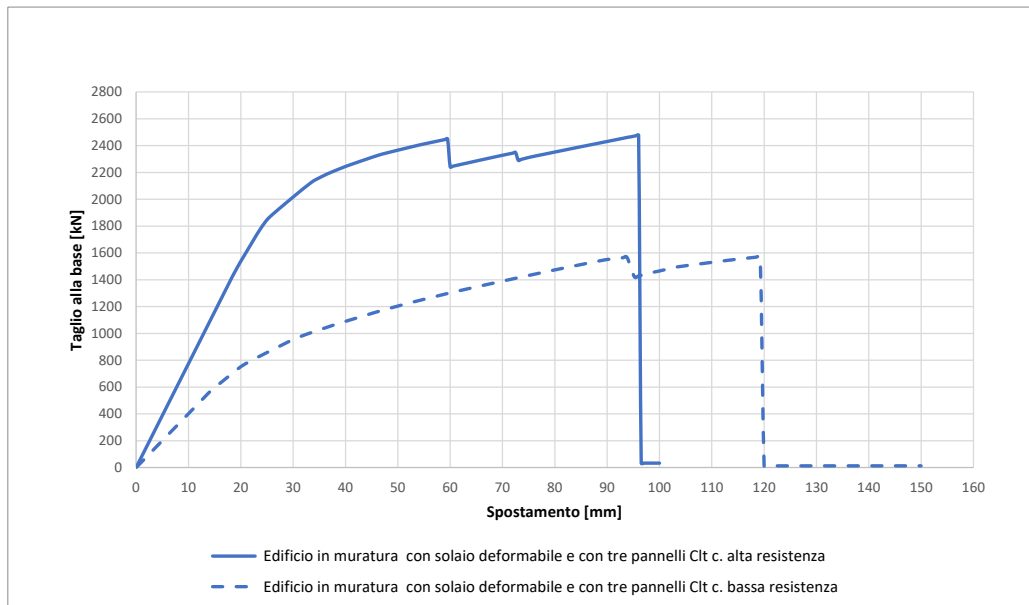


Fig. 7.76 - Curva di push-over² (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

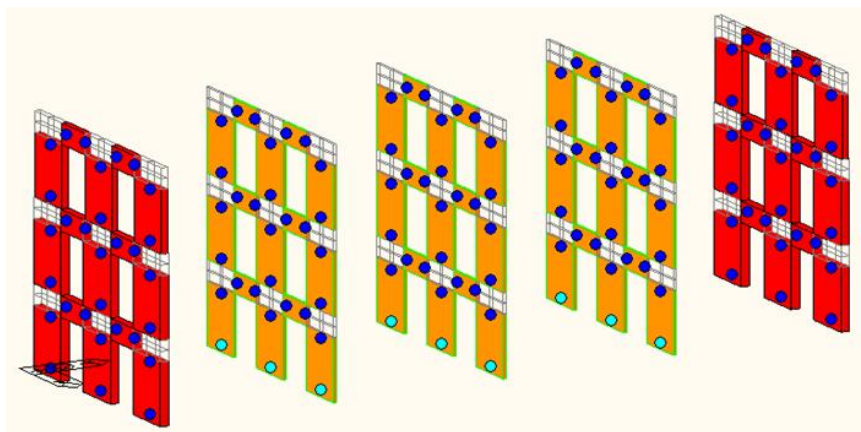


Fig. 7.77 - Cerniere plastiche a flessione a 49.5 mm e 1198.16 kN con connessioni a bassa resistenza

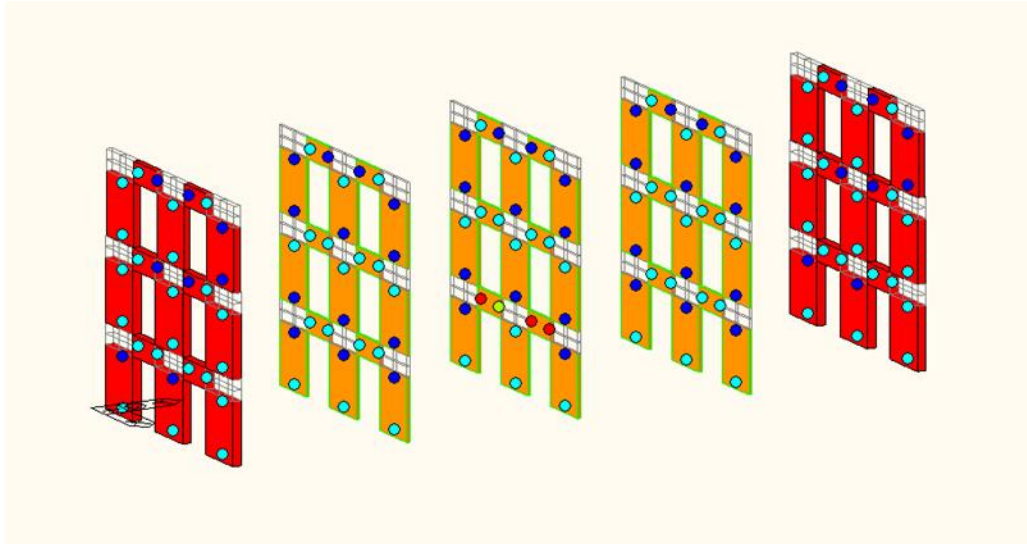


Fig. 7.78 - Cerniere plastiche a flessione a 95.3 mm e 1419.29 kN con connessioni a bassa resistenza

In presenza di connessioni ad elevata capacità si hanno valori di resistenza al taglio molto più elevati, anche se poi si avrà il collasso della struttura per valori di spostamento più bassi. Questo è dovuto al fatto che quando si hanno connessioni a bassa resistenza il pannello in CLT plasticizzerà e andrà in crisi prima di quello in muratura e così facendo contribuirà a dare una maggiore duttilità alla struttura. Le Fig. 7.77 e Fig. 7.78 mostrano quanto appena detto.

Si noti come una volta plasticizzata la parete in muratura le due curve assumono la pendenza dei moduli elastici delle pareti in CLT che sono uno il doppio dell'altro.

7.2.4.3. Solai deformabile + elementi di controvento (Truss)

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over sia per connessioni ad elevata resistenza che per connessioni a bassa resistenza:

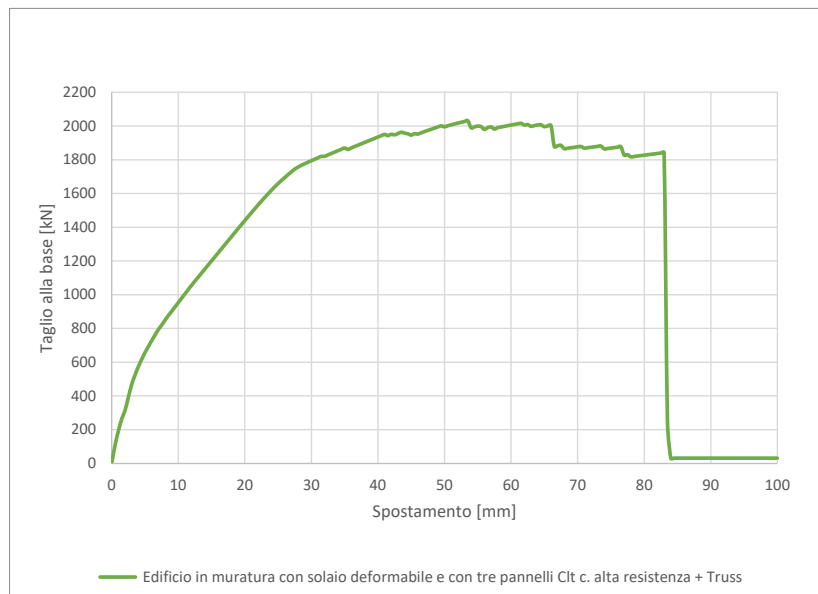


Fig. 7.79 - Curva di push-over1 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

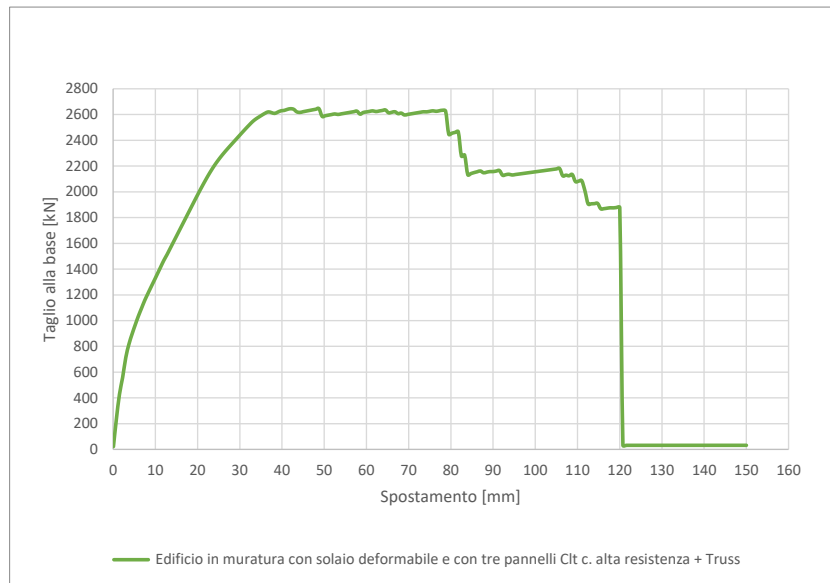


Fig. 7.80 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

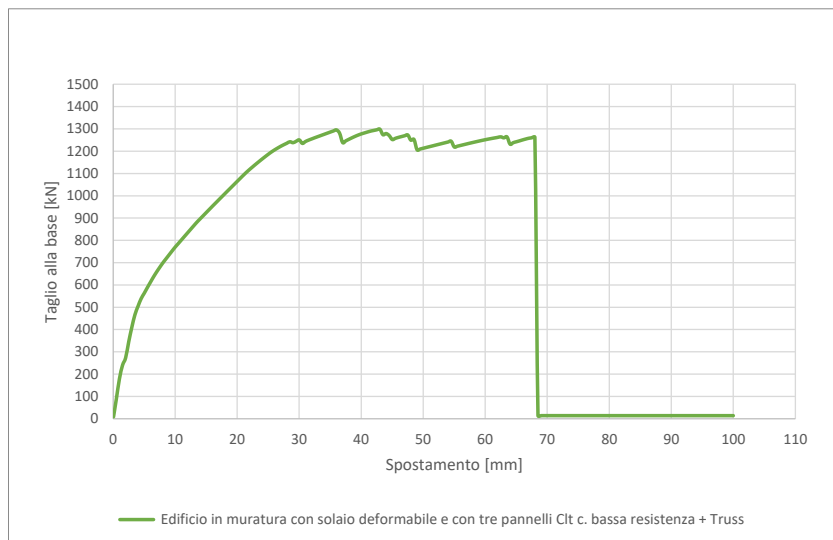


Fig. 7.81 - Curva di push-over1 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

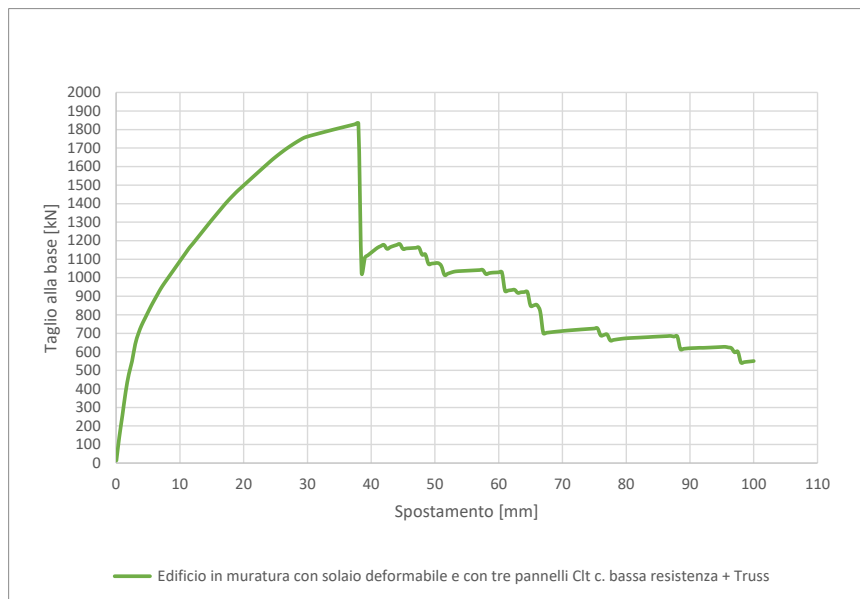


Fig. 7.82 - Curva di push-over2 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali. Si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza.

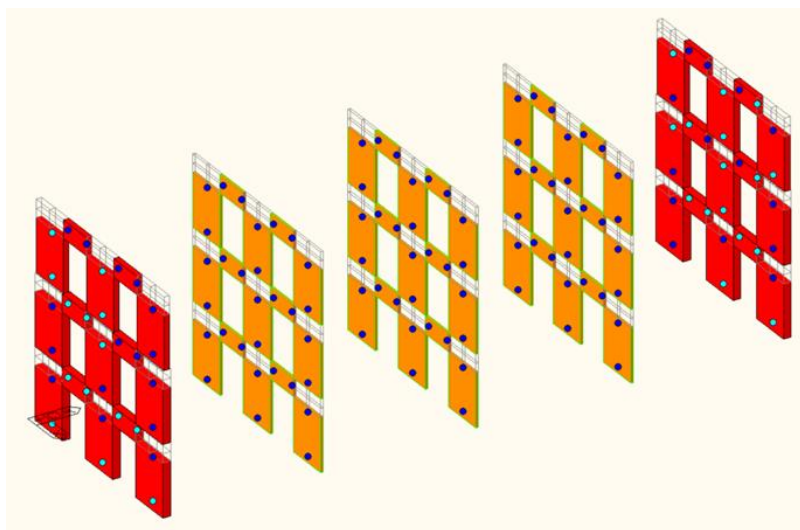


Fig. 7.83 - Cerniere plastiche a flessione a 3.75 mm e 818.19 kN con connessioni ad alta resistenza

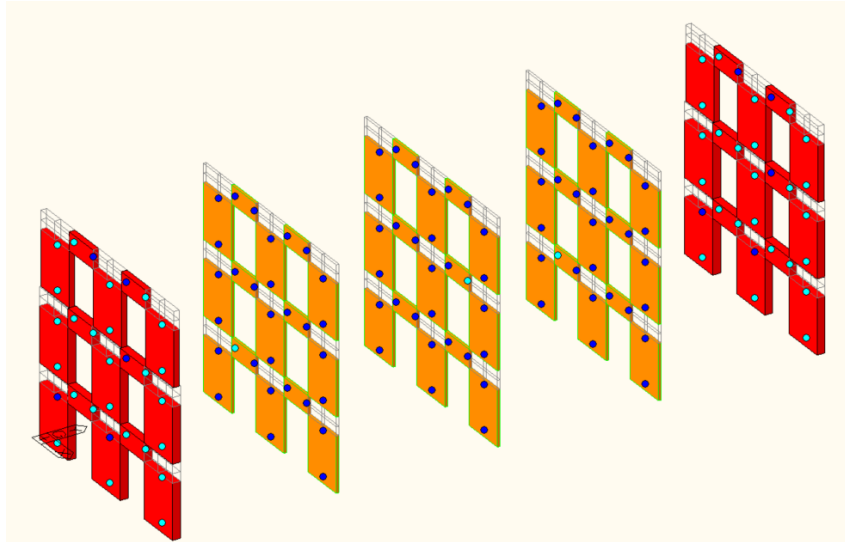


Fig. 7.84 - Cerniere plastiche a flessione a 21 mm e 2038.28 kN con connessioni ad alta resistenza

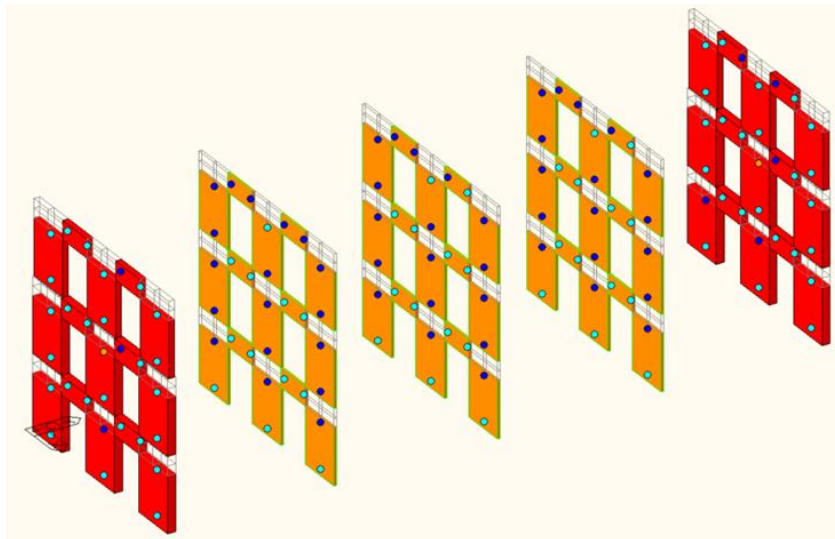


Fig. 7.85 - Cerniere plastiche a flessione a 38.25 mm e 2608.78 kN con connessioni ad alta resistenza

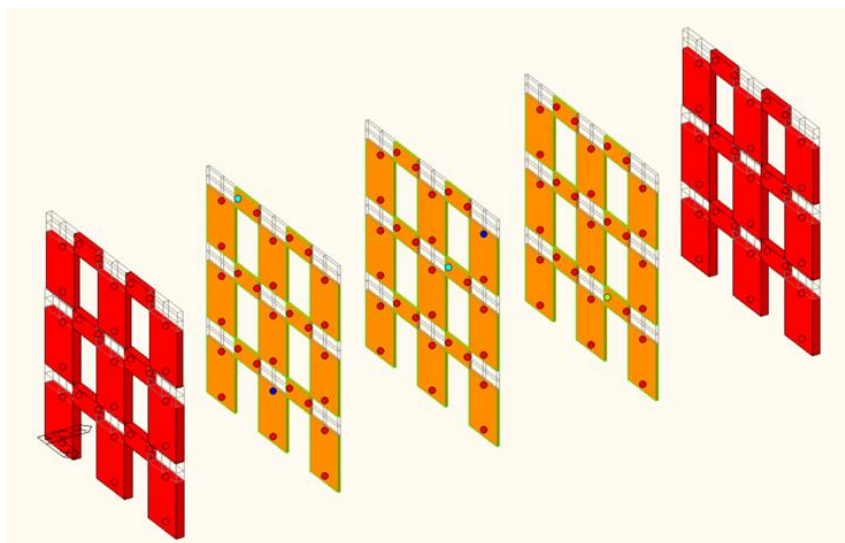


Fig. 7.86 - Cerniere plastiche a flessione a 120.75 mm e 1878.67 kN con connessioni ad alta resistenza

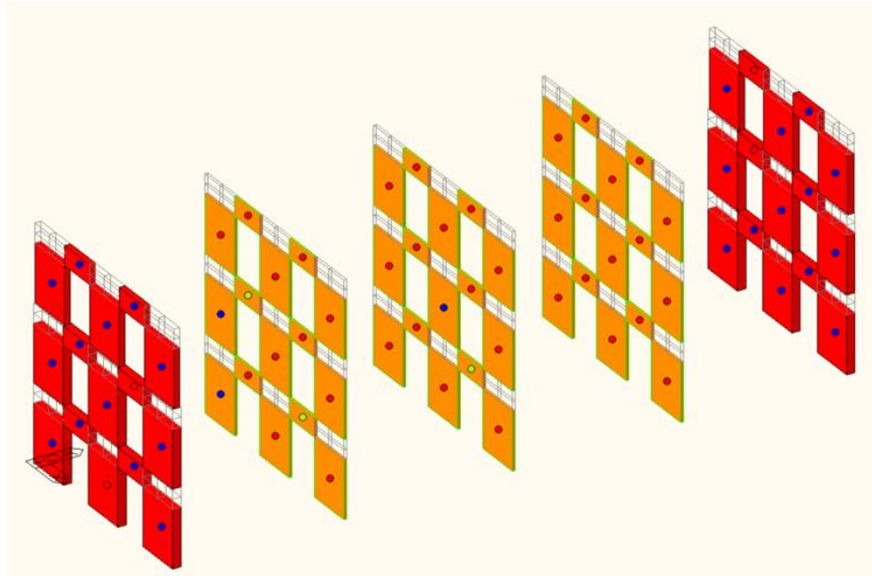


Fig. 7.87 - Cerniere plastiche a taglio a 120.75 mm e 1878.67 kN con connessioni ad alta resistenza

Si avranno per cinque fasi distinte:

- f) fase elastica;
- g) snervamento delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.83);
- h) snervamento delle pareti in CLT per flessione e per taglio (Fig. 7.84);
- i) crisi delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.85);
- j) collasso di tutte le pareti per flessione e taglio (Fig. 7.86 e Fig. 7.87).

Si riporta in seguito il grafico delle curve di capacità con le fasi introdotte precedentemente:

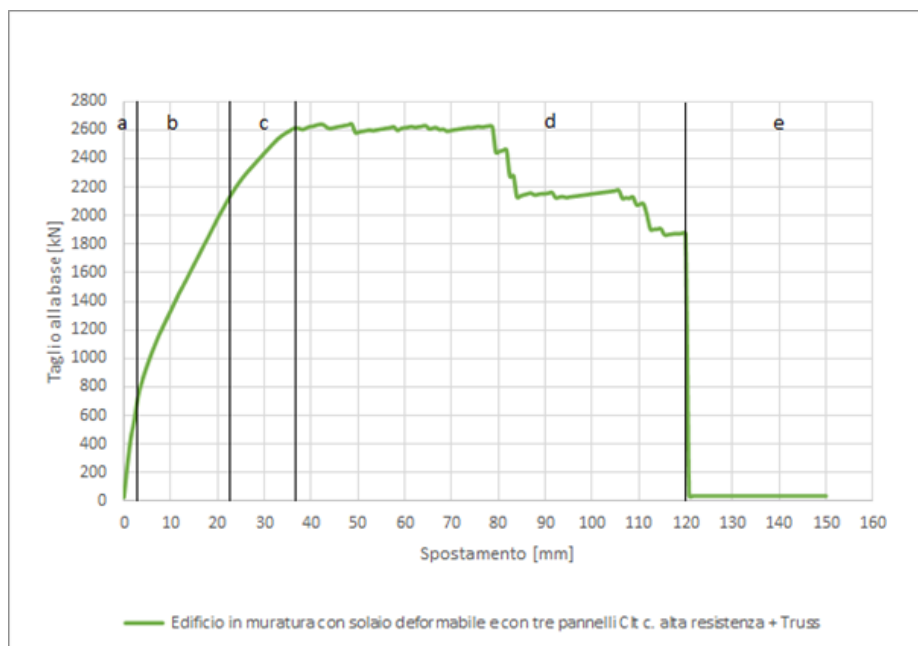


Fig. 7.88 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Le modalità di rottura studiate successivamente sono tutte riferite al caso della flessione perché, nonostante l'elemento collassi anche per taglio in corrispondenza dello spostamento ultimo, non si hanno ulteriori aspetti significativi da evidenziare.

Il tratto elastico è caratterizzato da valori di snervamento superiori a quelli dell'edificio di riferimento nello stato di fatto.

Nel secondo tratto preso in considerazione vi è un ulteriore cambio di pendenza dato dal fatto che la muratura plasticizza a circa 3.75 mm e 818.19 kN.

Nella fase seguente plasticizzano anche le pareti in CLT a circa 21 mm e 2038.28 andando a modificare ulteriormente la pendenza della curva.

Nella fase *d* si ha il classico andamento a scalini dovuto al collasso degli elementi in muratura, fino a quando non si arriva al collasso di tutta la struttura.

Si noti come l'utilizzo di pannelli CLT porta a ritardare sia la plasticizzazione che la rottura dei pannelli murari, infatti nel caso del solo edificio esistente vi è era uno snervamento per valori di 1 mm e 399 kN e una rottura a 25 mm e 360.85 kN mentre ora plasticizzano a 3.75 mm e 818.19 kN e cominciano ad andare in crisi a kN 38.25 mm e 2608.78 kN.

Grazie all'inserimento dei pannelli in CLT si è evitata anche la formazione dei meccanismi di piano. Con l'utilizzo degli elementi di controvento si è riusciti a conferire una maggiore rigidezza al sistema nonostante si abbia a che fare con impalcati deformabili.

Si riportano in seguito le curve di push-over per connessioni a bassa ed alta capacità portante:

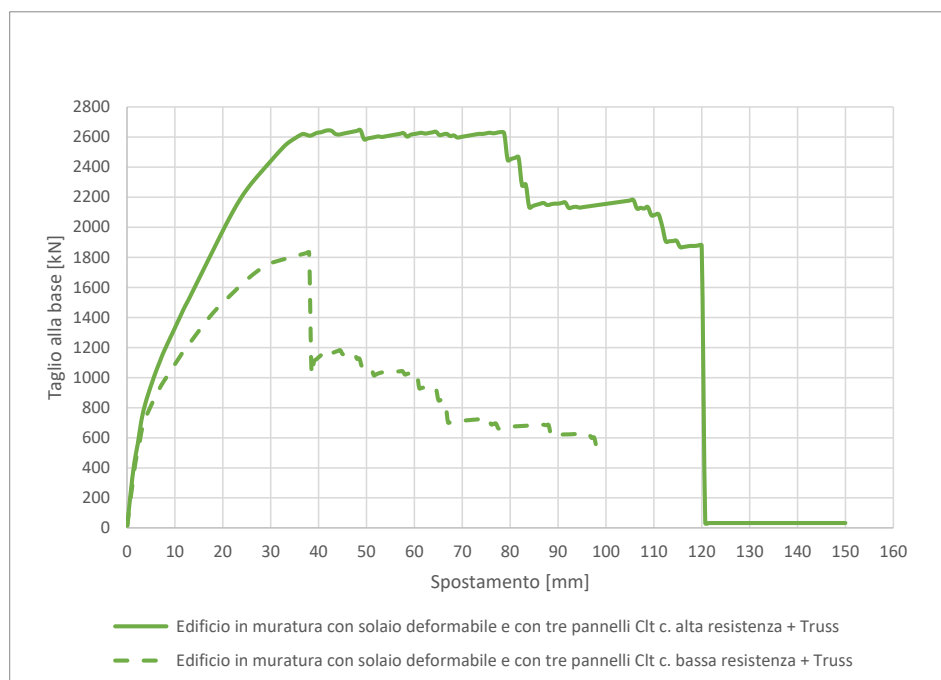


Fig. 7.89 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

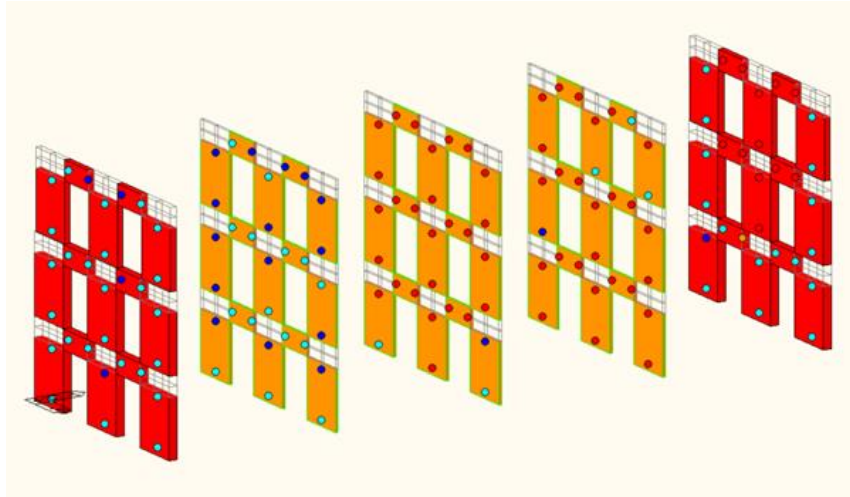


Fig. 7.90 - Cerniere plastiche a flessione a 38.5 mm e 1027.75 kN con connessioni a bassa resistenza

In presenza di connessioni ad elevata capacità si hanno valori di resistenza al taglio e di spostamenti ultimi molto più elevati rispetto all'altro caso. Questo è dovuto al fatto che in presenza di connessioni a bassa resistenza si avrà un comportamento molto più fragile, cosa che negli esempi precedenti non avveniva, con la rottura prematura delle pareti in legno a 38.5 mm e 1027.75 kN (Fig. 7.90).

Si noti come una volta plasticizzata la parete in muratura le due curve assumono la pendenza dei moduli elastici delle pareti in CLT che sono uno il doppio dell'altro.

7.2.4.4. Confronto dei casi

Si confrontano le curve di push-over² per connessioni a bassa ed elevata capacità di tutti i casi affrontati con i tre pannelli in CLT:

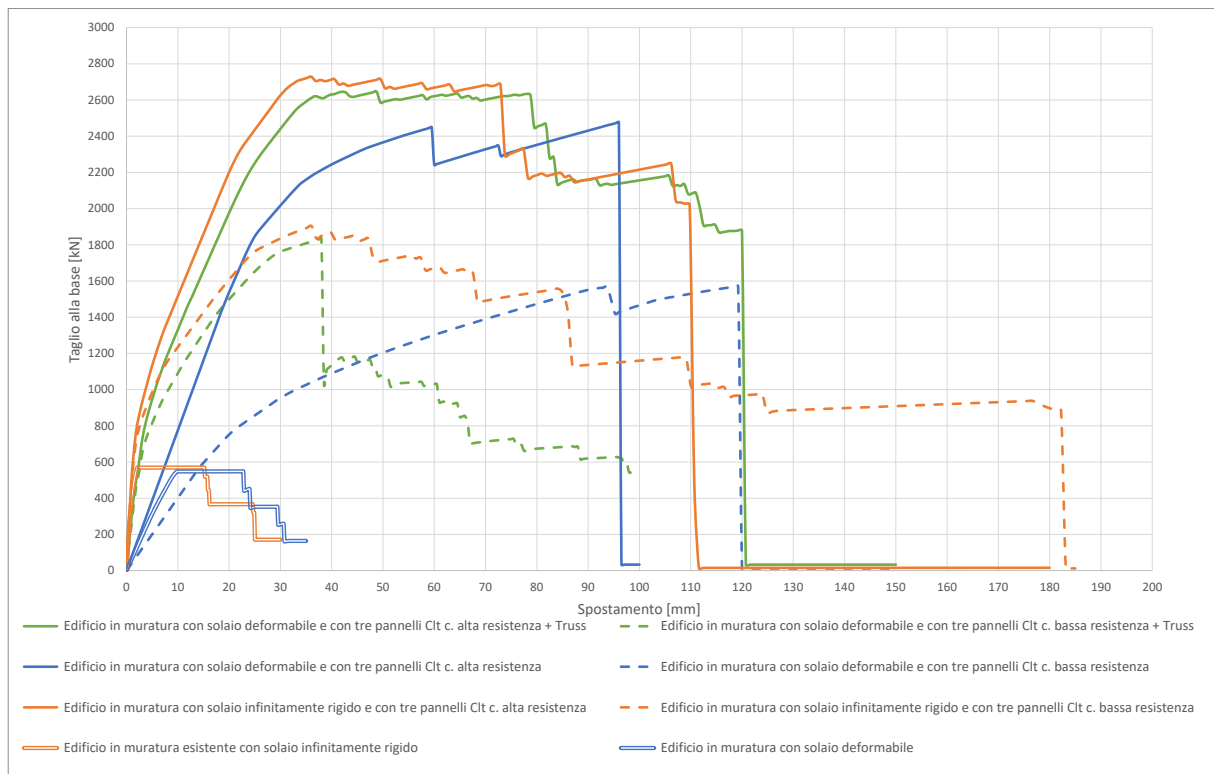


Fig. 7.91 - Curve di push-over2

Analizzando le varie curve si può stabilire che:

- per tutti e tre i casi in presenza di connessioni ad elevata capacità portante si avranno maggiori valori di resistenza a taglio;
- eccetto il caso di pannelli in CLT con elementi di controvento per una configurazione rigida tutte le pareti con connessioni a bassa capacità hanno un comportamento più duttile rispetto alle altre;
- in presenza di una struttura con maggior rigidità, quindi con solai infinitamente rigidi e con controventi per una configurazione rigida, la pendenza della curva del tratto elastico è molto simile a quello della muratura, mentre nel caso del solaio deformabile al modulo elastico del CLT. Questo è dovuto al fatto che mentre nei due casi di sistema rigido prima plasticizzano le pareti in muratura e poi le altre in CLT, nel caso di impalcato deformabile plasticizzano quasi contemporaneamente. Inoltre, dipende anche dalla risposta elastica dell'edificio, ovvero dipende dalla scelta della posizione del punto di controllo.
- come anticipato nel punto precedente i casi più rigidi e quello in muratura hanno la stessa pendenza del tratto elastico, con la sola differenza che per i primi si avrà lo snervamento per valori di carico maggiori; ovvero nei casi in cui sono state aggiunte delle pareti in CLT la facciata in muratura plasticizza, si fessura e collassa più tardi. Quindi l'aggiunta di pareti in

CLT oltre a contribuire a dare un'elevata duttilità al sistema permette anche di ritardare la rottura degli elementi murari.

7.2.5. EDIFICIO ESISTENTE IN MURATURA CON L'AGGIUNTA DI UNA PARETE IN CLT

La descrizione dell'edificio è stata discussa al cap.7.1.1 e 7.1.4, la strategia di modellazione dell'edificio al cap.7.1.6.4 e quella dei solai al cap.7.1.6.1.

7.2.5.1. Solai infinitamente rigido

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over sia per connessioni ad elevata resistenza che per connessioni a bassa resistenza:

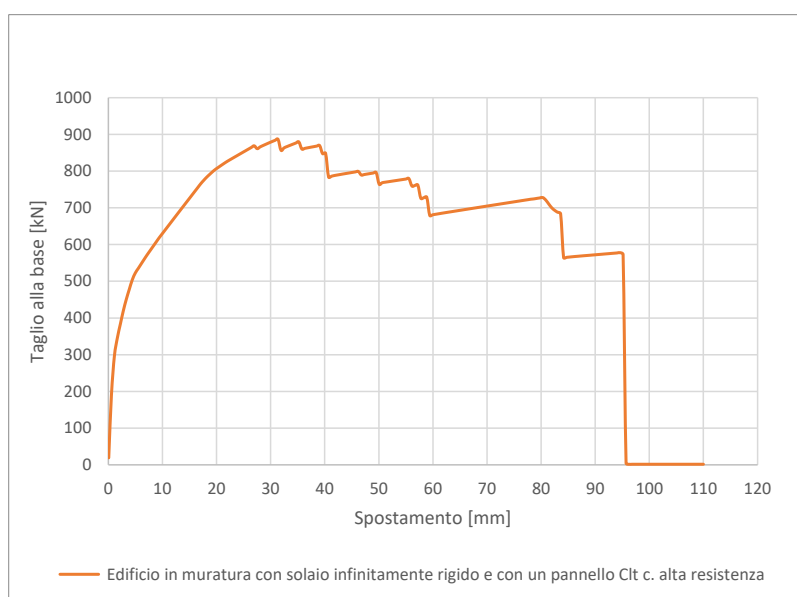


Fig. 7.92 - Curva di push-over per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

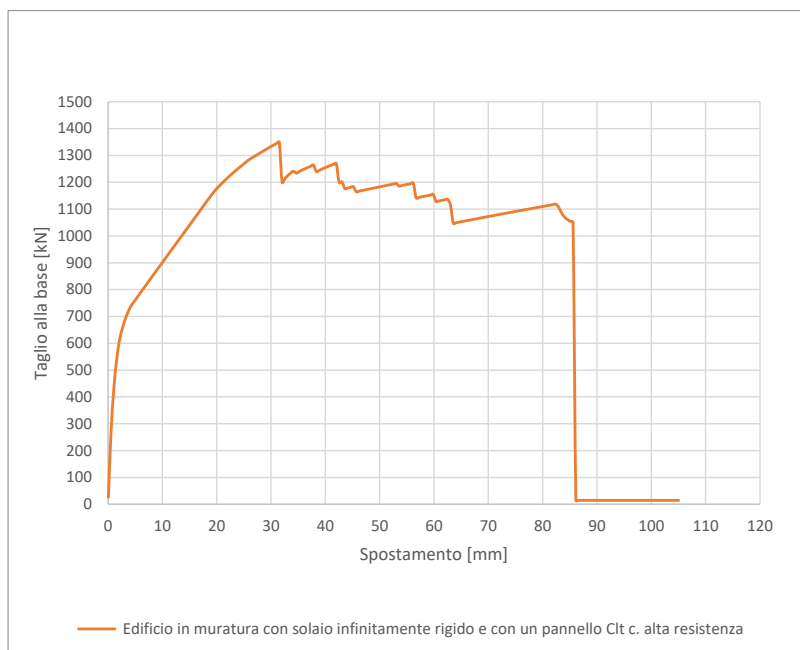


Fig. 7.93 - Curva di push-over₂ per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

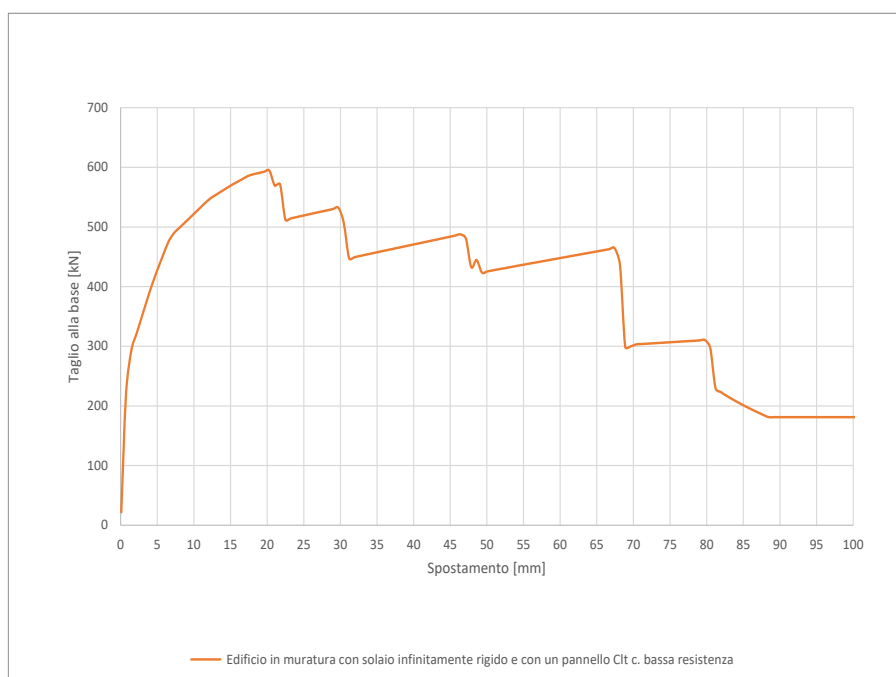


Fig. 7.94 - Curva di push-over₁ per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

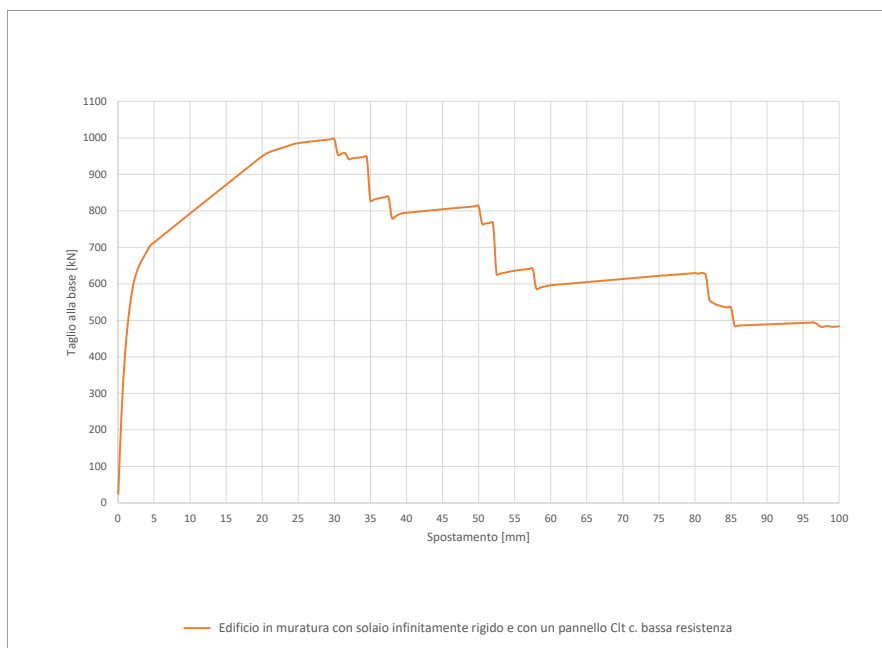


Fig. 7.95 - Curva di push-over2 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali, in particolare si è visto come nel caso di connessioni ad alta e bassa la differenza principale è data dal valore massimo di taglio alla base. Si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza.

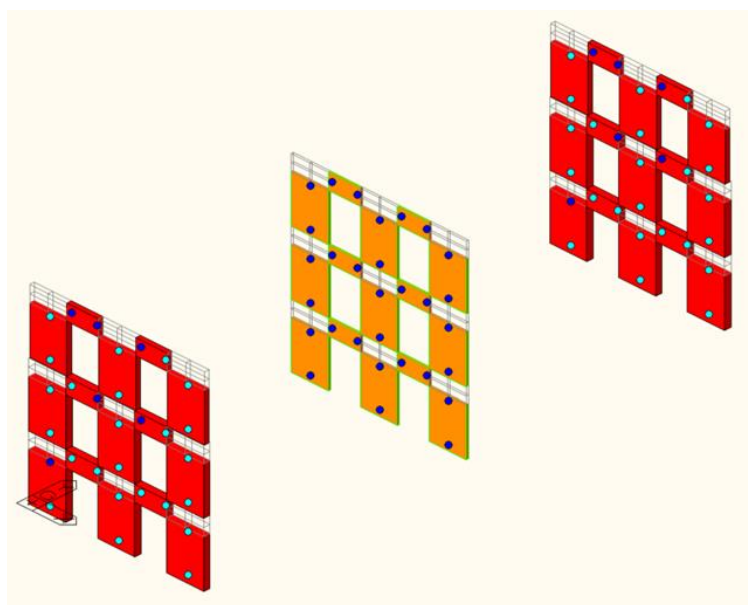


Fig. 7.96 - Cerniere plastiche a flessione a 4.2 mm e 739.03 kN con connessioni ad alta resistenza

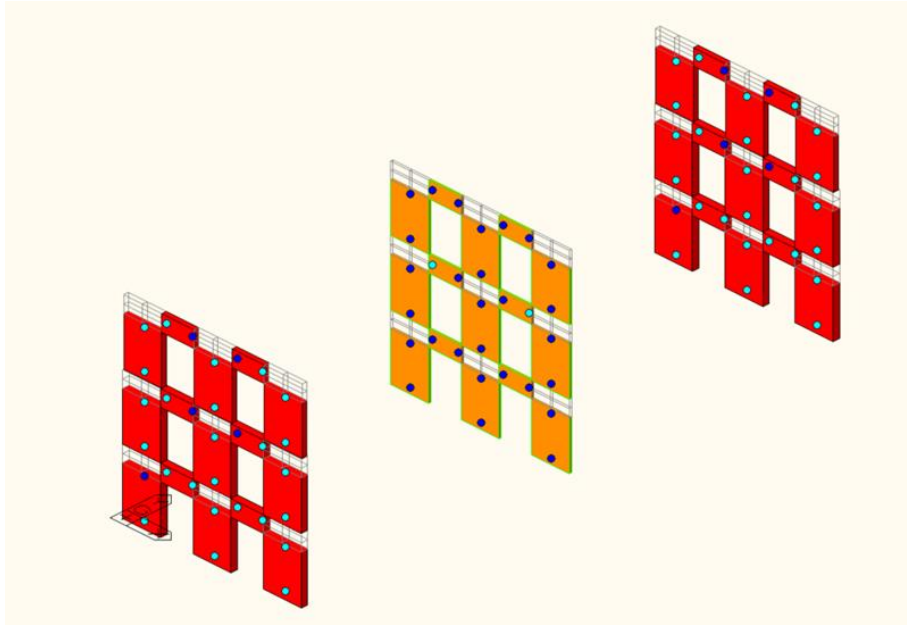


Fig. 7.97 - Cerniere plastiche a flessione a 19.425 mm e 1163.07 kN con connessioni ad alta resistenza

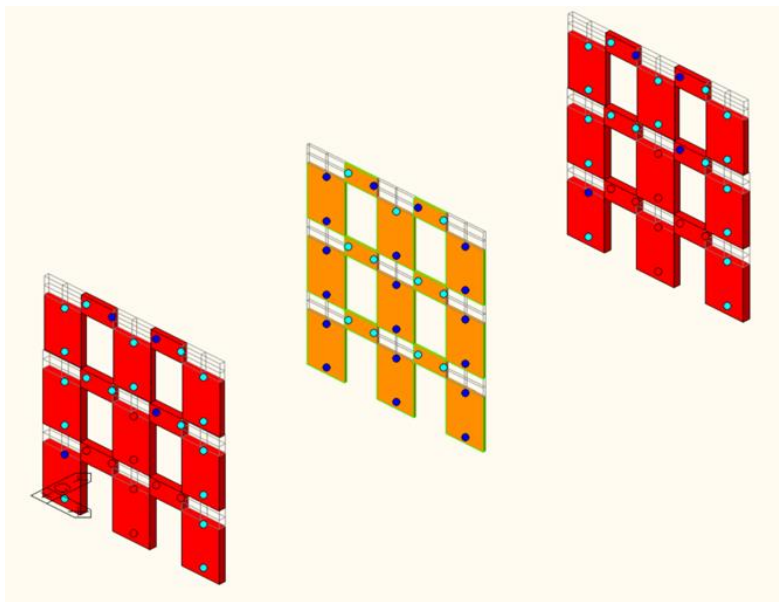


Fig. 7.98 - Cerniere plastiche a flessione a 32.025 mm e 1200.05 kN con connessioni ad alta resistenza

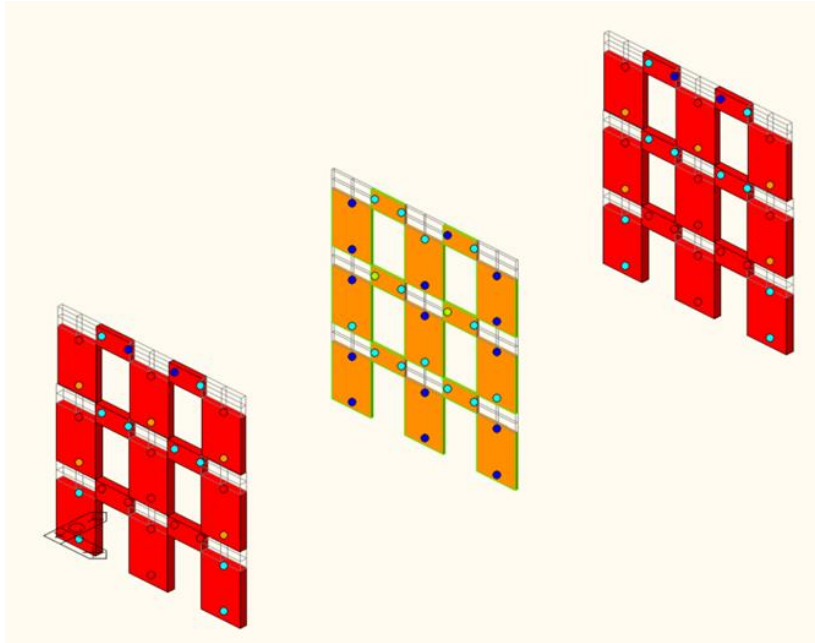


Fig. 7.99 - Cerniere plastiche a flessione a 83.475 mm e 1085.73 kN con connessioni ad alta resistenza

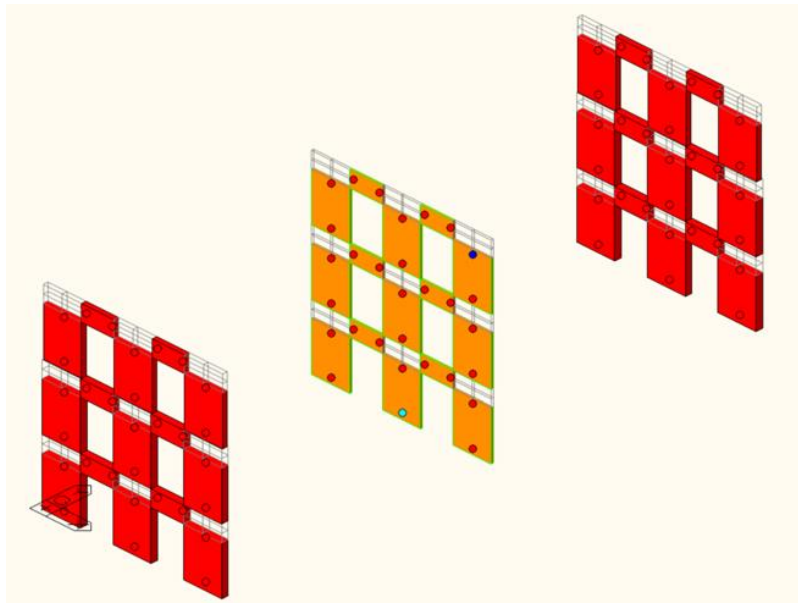


Fig. 7.100 - Cerniere plastiche a flessione a 86.10 mm e 1050.06 kN con connessioni ad alta resistenza

Si avranno per cinque fasi distinte:

- a) fase elastica;
- b) snervamento delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.96);
- c) snervamento delle pareti in CLT per flessione e per taglio (Fig. 7.97);
- d) crisi delle pareti in muratura (Fig. 7.98) e appena prima del collasso crisi delle fasce del CLT (Fig. 7.99) entrambe per flessione e per taglio;
- e) collasso di tutte le pareti per flessione e per taglio (Fig. 7.100).

Si riporta in seguito il grafico delle curve di capacità con le fasi introdotte precedentemente:

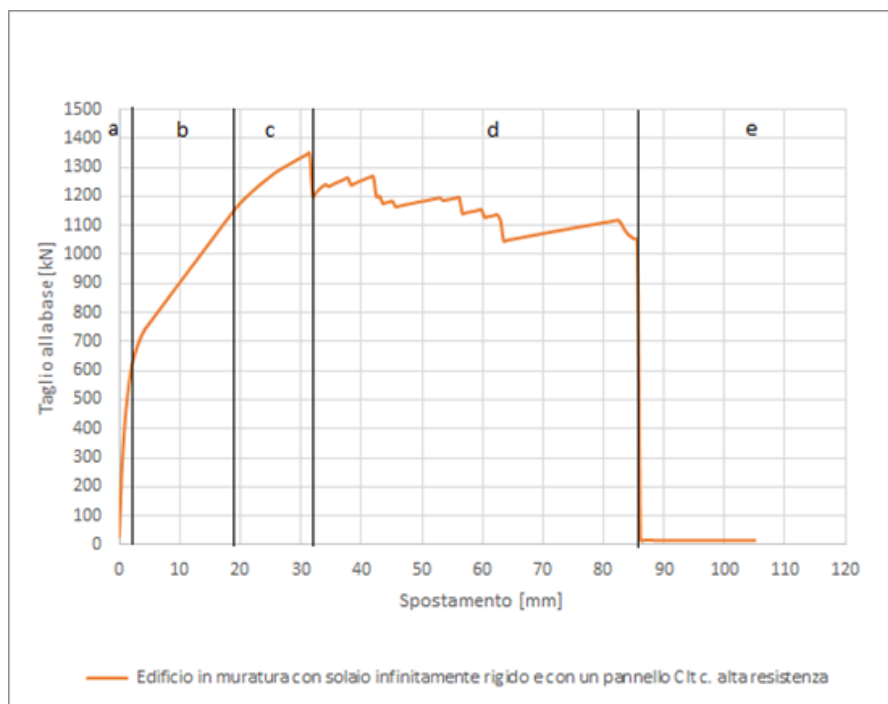


Fig. 7.101 - Curva di push-over² per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Questo caso è analogo a quello con tre pareti in CLT e solaio infinitamente rigido.

Le modalità di rottura studiate successivamente sono tutte riferite al caso della flessione perché, nonostante l'elemento collassi anche per taglio in corrispondenza dello spostamento ultimo, non si hanno ulteriori aspetti significativi da evidenziare.

Il tratto elastico è caratterizzato dalla pendenza del modulo elastico della muratura con valori di snervamento però superiori a quelli dell'edificio di riferimento nello stato di fatto.

Nel secondo tratto preso in considerazione vi è un ulteriore cambio di pendenza dato dal fatto che la muratura plasticizza a circa 4.2 mm e 739.03 kN.

Nella fase seguente plasticizzano anche le pareti in CLT a circa 19.425 mm e 1163.07 kN andando a modificare ulteriormente la pendenza della curva.

Nella fase *d* si ha il classico andamento a scalini dovuto al collasso degli elementi in muratura, e con la crisi delle fasce di piano della parete in legno appena prima del collasso dell'intera struttura.

Si noti come l'utilizzo di pannelli CLT porti a ritardare sia la plasticizzazione che la rottura dei pannelli murari, infatti nel caso del solo edificio esistente vi è era uno snervamento per valori di 1 mm e 399 kN e una rottura a 25 mm e 360.85 kN mentre ora plasticizzano a 4.2 mm e 739.03 kN e cominciano ad andare in crisi a 32.025 mm e 1200.05 kN.

Grazie all'inserimento dei pannelli in CLT si è evitata anche la formazione dei meccanismi di piano. Inoltre, osservando le varie modalità di rottura si può notare che andranno in crisi sempre prima le pareti in muratura e poi quelle in CLT e questo è dovuto al fatto che si hanno degli impalcati rigidi.

Nel caso di solaio infinitamente rigido rispetto alle pareti, la risultante delle azioni sismiche può essere applicata al *centro di massa G* e può essere ripartita tra tutti i pannelli di maschio nel piano in base alle rispettive rigidezze alla traslazione orizzontale. Essendo le pareti in muratura saranno quelle più sollecitate.

Si confrontano in seguito le due curve di push-over per una distribuzione di forze inerziali proporzionali alle masse del caso con connessioni ad alta e bassa resistenza.

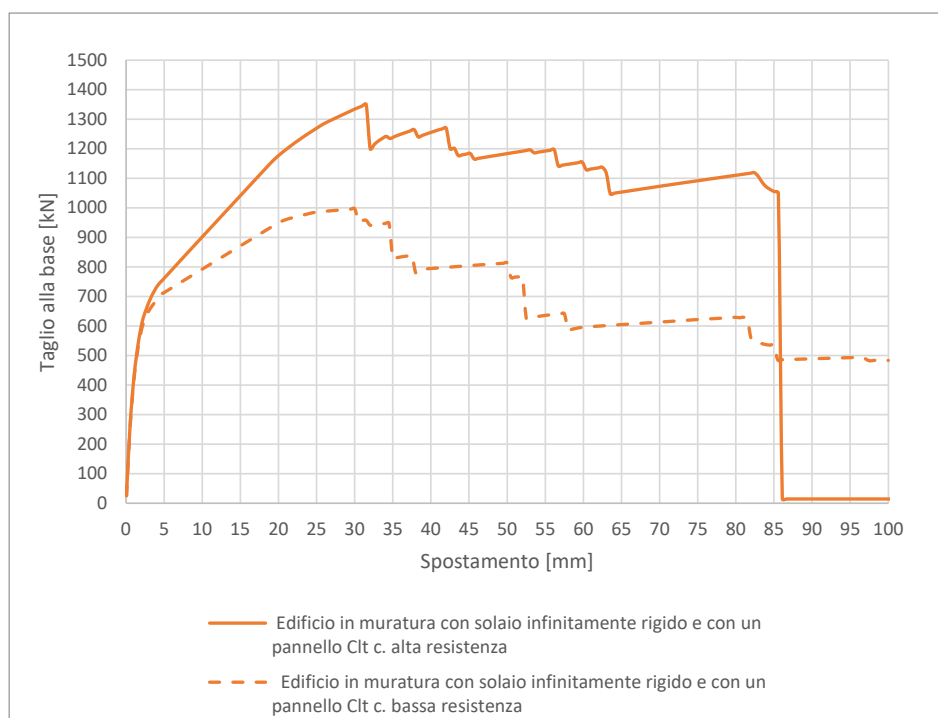


Fig. 7.102 - Curva di push-over² per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

In presenza di connessioni ad elevata capacità si hanno valori di resistenza al taglio molto più elevati, anche se poi si avrà il collasso della struttura per valori di spostamento più bassi. Questo è dovuto al fatto che quando si hanno connessioni a bassa resistenza il pannello in CLT plasticizzerà prima e così facendo contribuirà con una maggiore duttilità alla struttura.

Si noti come una volta plasticizzata la parete in muratura le due curve assumono la pendenza dei moduli elastici delle pareti in CLT che sono uno il doppio dell'altro.

7.2.5.2. Solaio deformabile

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over sia per connessioni ad elevata resistenza che per connessioni a bassa resistenza;

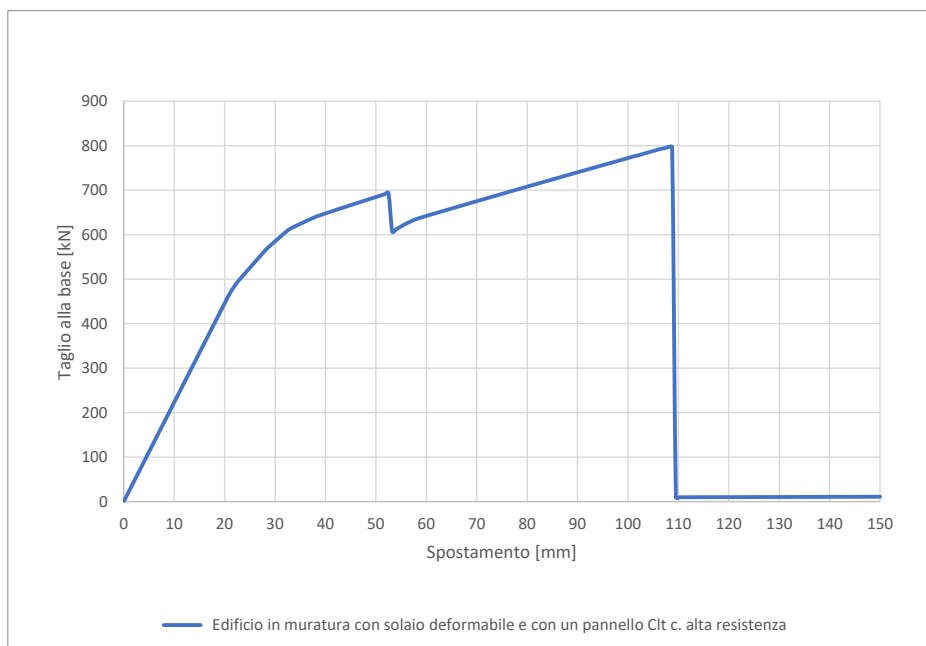


Fig. 7.103 - Curva di push-over1 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

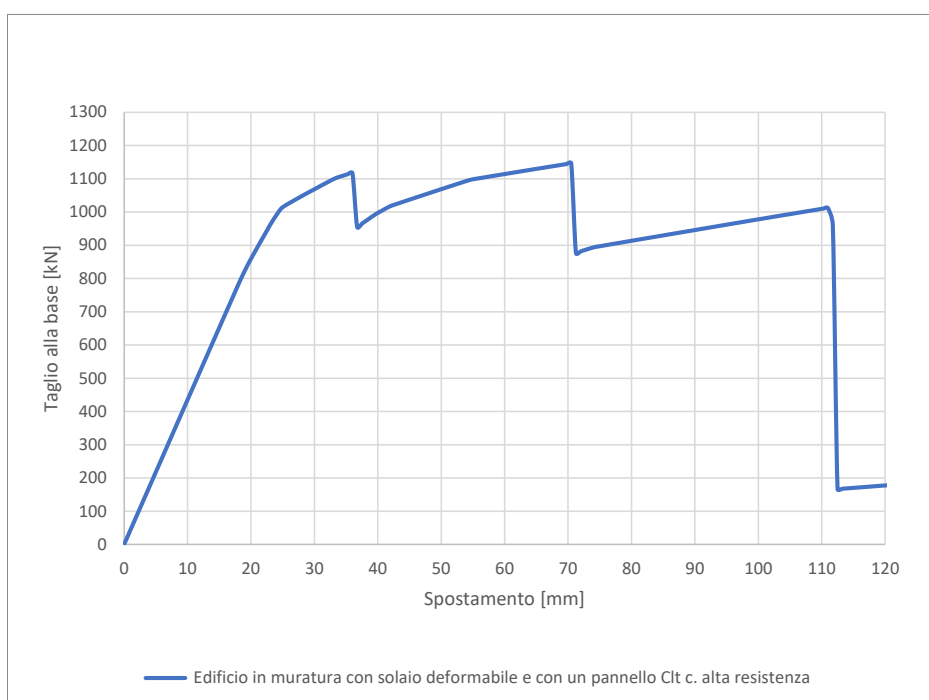


Fig. 7.104 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

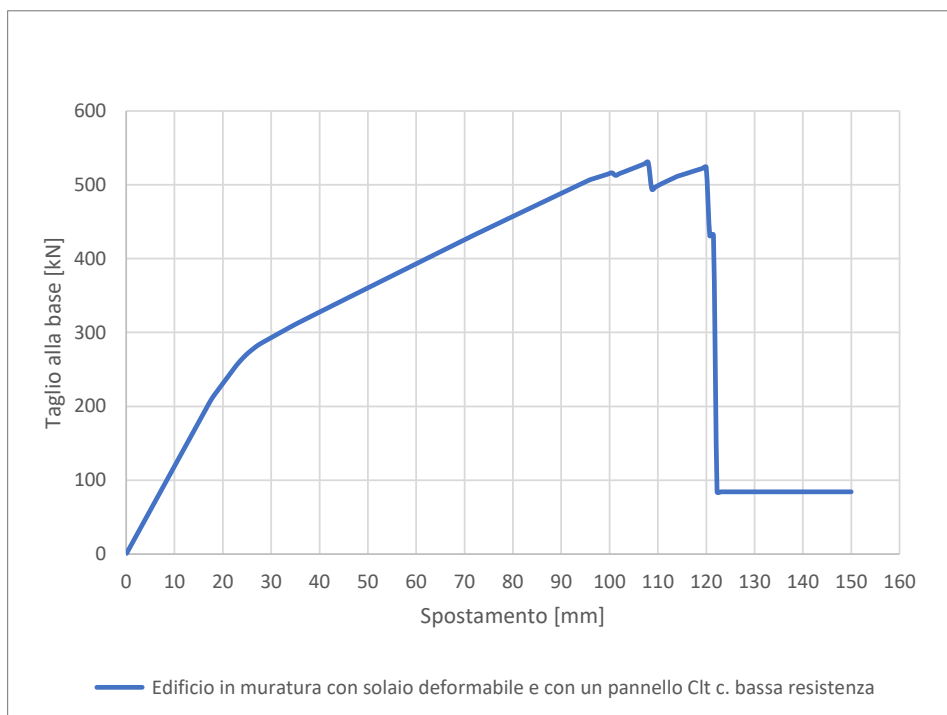


Fig. 7.105 - Curva di push-over1 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

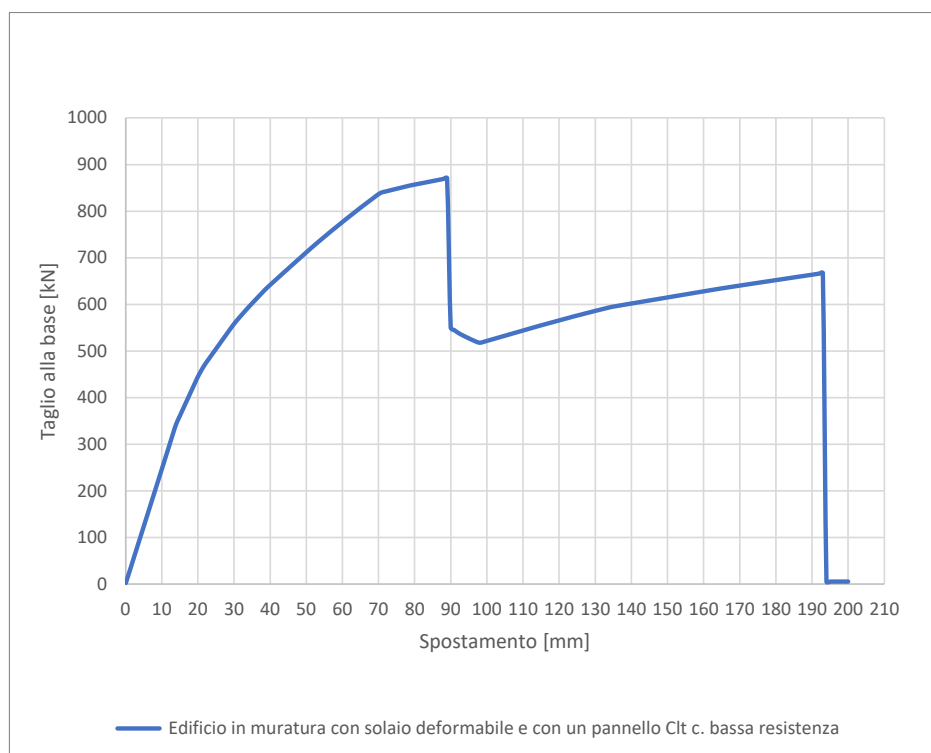


Fig. 7.106 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali. Si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2 per connessioni ad alta e bassa resistenza.

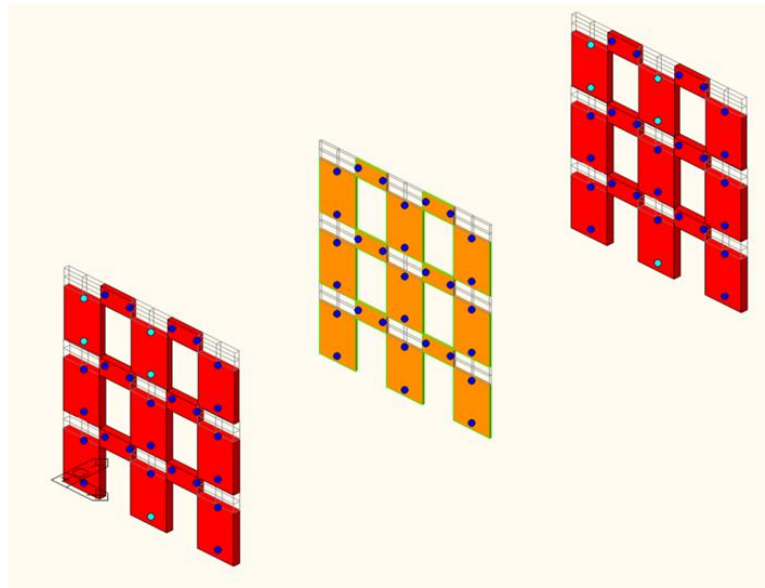


Fig. 7.107 - Cerniere plastiche a flessione a 14.25 mm e 619.27 kN con connessioni ad alta resistenza

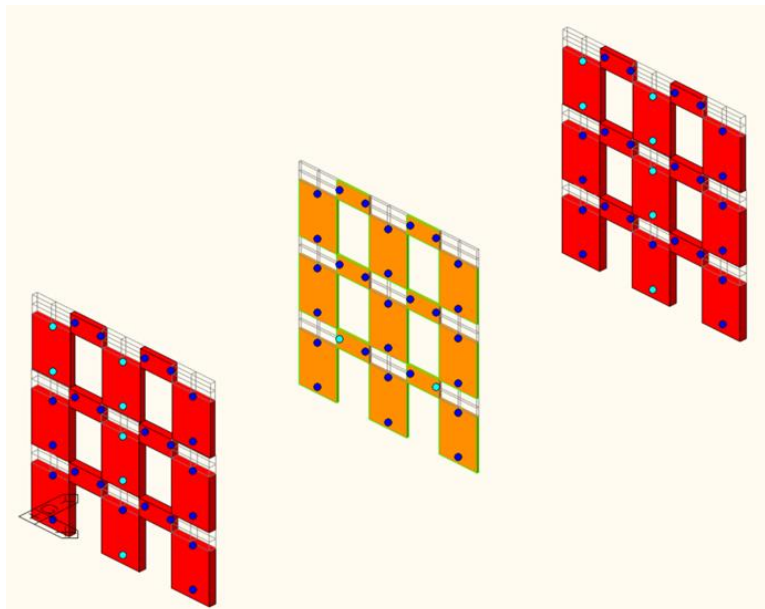


Fig. 7.108 - Cerniere plastiche a flessione a 18.75 mm e 812.01 kN con connessioni ad alta resistenza

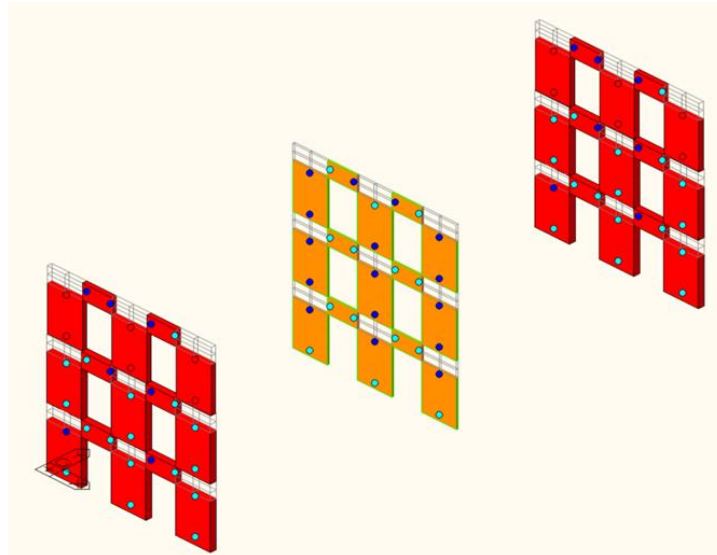


Fig. 7.109 - Cerniere plastiche a flessione a 36.75 mm e 954.33 kN con connessioni ad alta resistenza

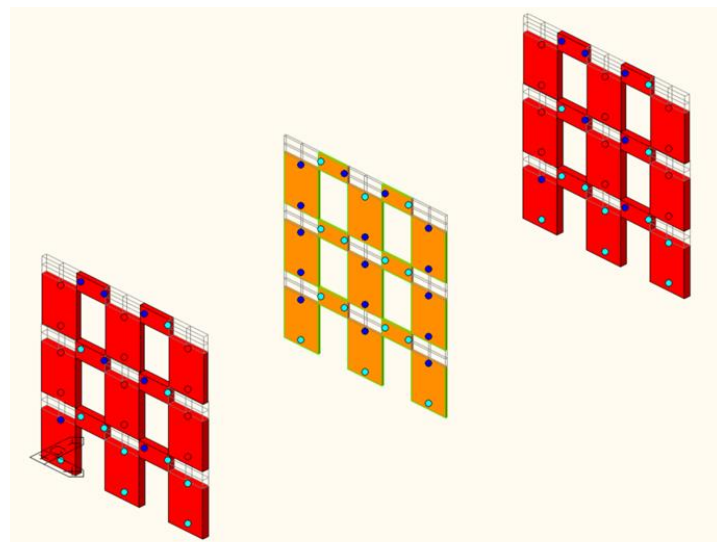


Fig. 7.110 - Cerniere plastiche a flessione a 71.25 mm e 1146.07 kN con connessioni ad alta resistenza

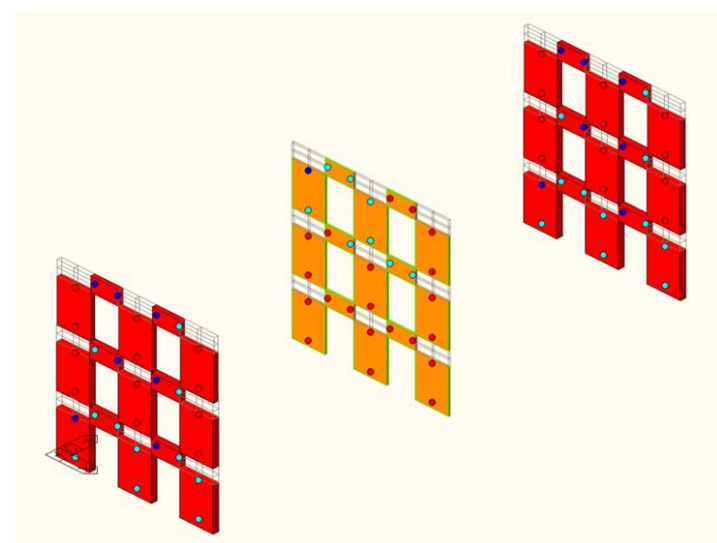


Fig. 7.111 - Cerniere plastiche a flessione a 112.50 mm e 961.27 kN con connessioni ad alta resistenza

Si avranno per cinque fasi distinte:

- a) fase elastica;
- b) snervamento delle pareti in muratura per flessione (Fig. 7.107);
- c) snervamento delle pareti in CLT per flessione e per taglio (Fig. 7.108);
- d) crisi delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.109 e Fig. 7.110);
- e) collasso di tutte le pareti per flessione e per taglio (Fig. 7.111).

Si riporta in seguito il grafico delle curve di capacità con le fasi introdotte precedentemente:

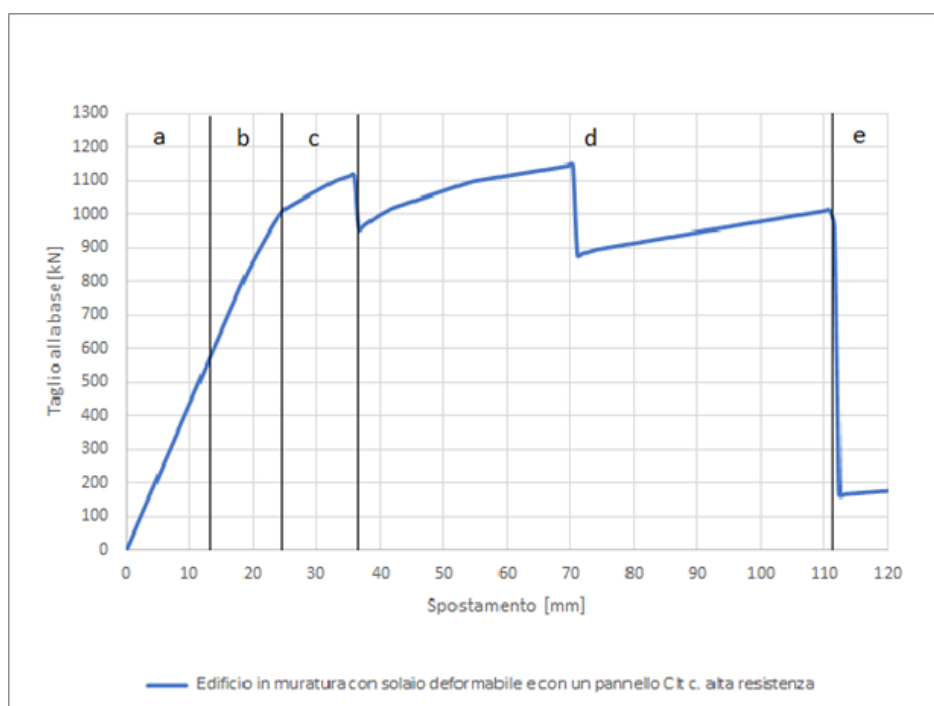


Fig. 7.112 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Questo caso è analogo a quello con tre pareti in CLT e solaio deformabile.

Le modalità di rottura studiate successivamente sono tutte riferite al caso della flessione perché, nonostante l'elemento collassi anche per taglio in corrispondenza dello spostamento ultimo, non si hanno ulteriori aspetti significativi da evidenziare.

Il tratto elastico è caratterizzato da valori di snervamento però superiori a quelli dell'edificio di riferimento nello stato di fatto.

Nel secondo tratto preso in considerazione vi è un ulteriore cambio di pendenza dato dal fatto che la muratura plasticizza a circa 14.25 mm e 619.27 kN.

Nella fase seguente plasticizzano anche le pareti in CLT a circa 18.75 mm e 812.01 kN andando a modificare ulteriormente la pendenza della curva.

Le fasi *b* e *c* avvengono per valori di spostamento molto simili, infatti si avrà la plasticizzazione delle pareti in muratura e di quelle in CLT quasi contemporaneamente.

Nella fase *d* si ha il classico andamento a scalini dovuto al collasso degli elementi in muratura, in particolare si forma un meccanico locale in corrispondenza dei maschi del terzo piano a 36.75 mm e 954.33 kN e a 71.25 mm e 1146.07 kN anche al secondo piano, fino a quando non si arriva al collasso di tutta la struttura.

Si noti come l'utilizzo di pannelli CLT porta a ritardare sia la plasticizzazione che la rottura dei pannelli murari, infatti nel caso del solo edificio esistente vi è era uno snervamento per valori di 1 mm e 399 kN e una rottura a 25 mm e 360.85 kN mentre ora plasticizzano a 14.25 mm e 619.27 kN e cominciano ad andare in crisi a 36.75 mm e 954.33 kN.

La presenza di un impalcato deformabile farà sì che ci sia una distribuzione delle sollecitazioni orizzontali sugli elementi verticali in funzione alle corrispettive aree d'influenza, e questo a differenza del caso precedente, con solai infinitamente rigidi, porterà tutte le pareti a danneggiarsi per valori di spostamento simili.

Nel caso di connessioni a bassa resistenza invece le pareti in CLT vanno in crisi allo stesso momento delle pareti in muratura, per confrontare in maniera più adeguata le differenze tra i due tipi di connessioni si riportano in seguito sia le curve di push-over² che alcune rappresentazioni significative delle cerniere plastiche formate:

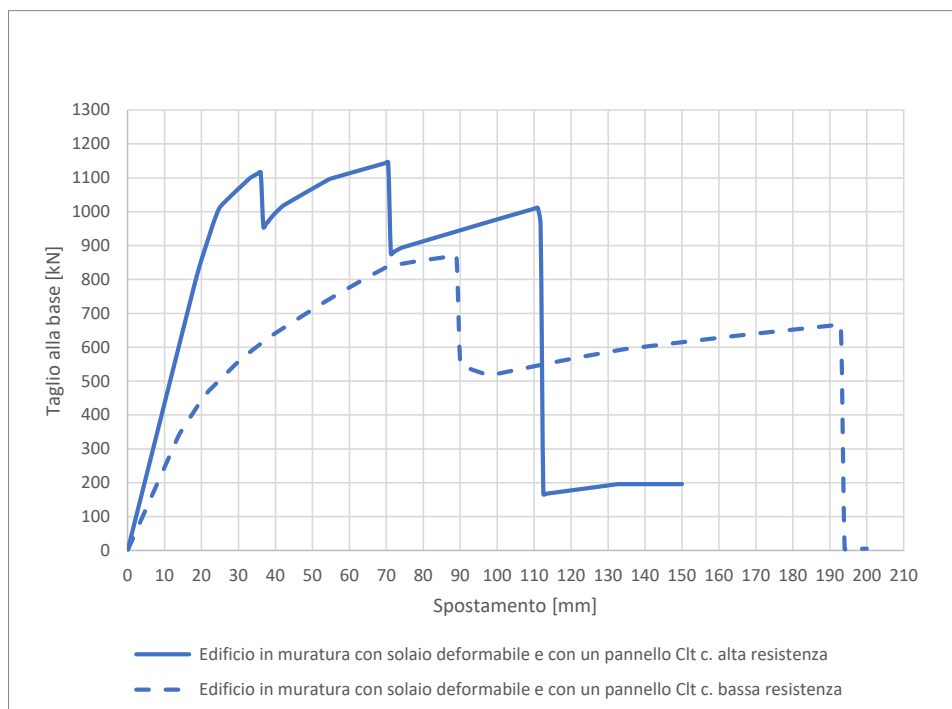


Fig. 7.113 - Curva di push-over² (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

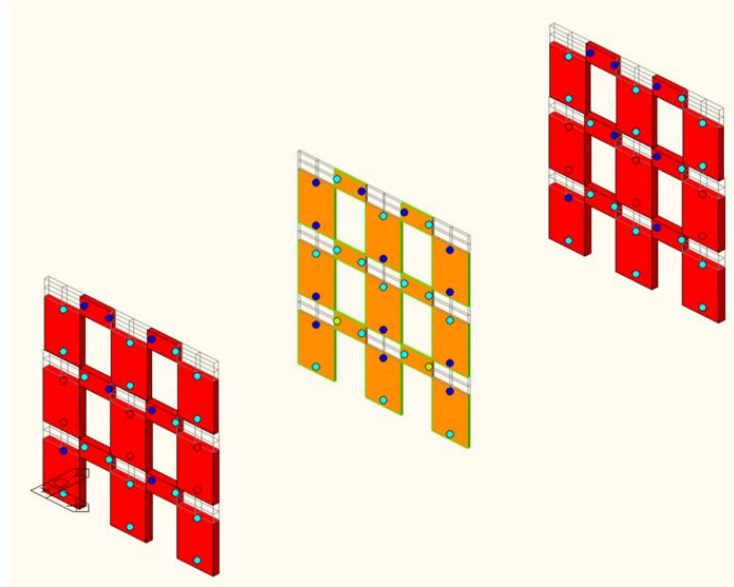


Fig. 7.114 - Cerniere plastiche a flessione a 95.3 mm e 1419.29 kN con connessioni a bassa resistenza

In presenza di connessioni ad elevata capacità si hanno valori di resistenza al taglio molto più elevati, anche se poi si avrà il collasso della struttura per valori di spostamento più bassi. Questo è dovuto al fatto che quando si hanno connessioni a bassa resistenza il pannello in CLT plasticizzerà e andrà in crisi prima di quello in muratura e così facendo contribuirà a dare una maggiore duttilità alla struttura. Nel caso di connessioni ad alta portata la parete in CLT collassa direttamente in prossimità dello spostamento ultimo, mentre come si può vedere da Fig. 7.114 nell'altro caso la parete va in crisi prima.

Si noti come una volta plasticizzata la parete in muratura le due curve assumono la pendenza dei moduli elastici delle pareti in CLT che sono uno il doppio dell'altro.

7.2.5.3. *Solaio deformabile + elementi di controvento (Truss)*

Si riportano in seguito le curve di capacità ricavate dall'analisi di push-over sia per connessioni ad elevata resistenza che per connessioni a bassa resistenza:



Fig. 7.115 - Curva di push-over1 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)

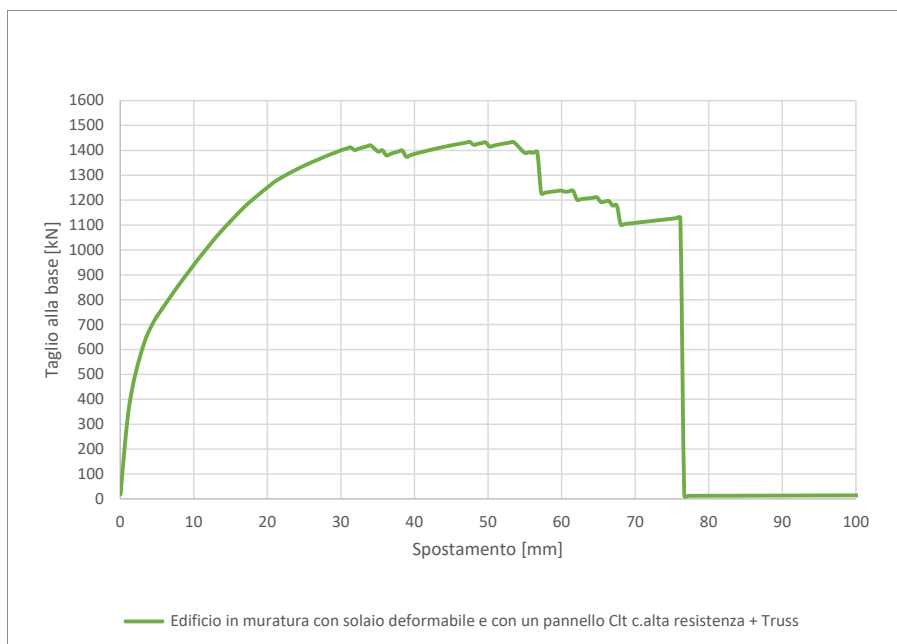


Fig. 7.116 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

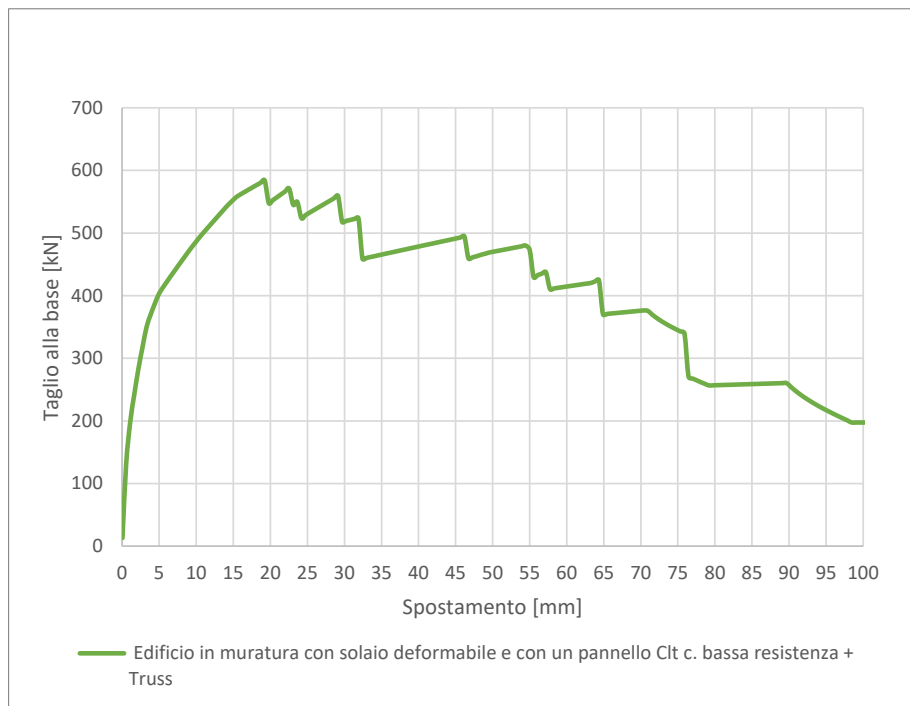


Fig. 7.117 - Curva di push-over1 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali ai modi di vibrare)



Fig. 7.118 - Curva di push-over2 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Analizzando le curve di push-over si ottengono delle modalità di rotture pressappoco uguali. Si riportano in seguito quelle più significative che si troveranno in corrispondenza della curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza:

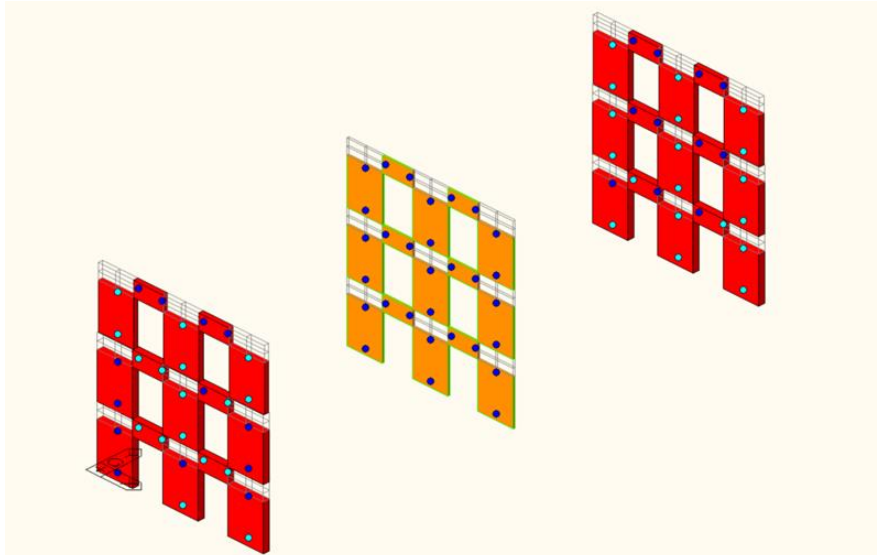


Fig. 7.119 - Cerniere plastiche a flessione a 3.78 mm e 666.38 kN con connessioni ad alta resistenza

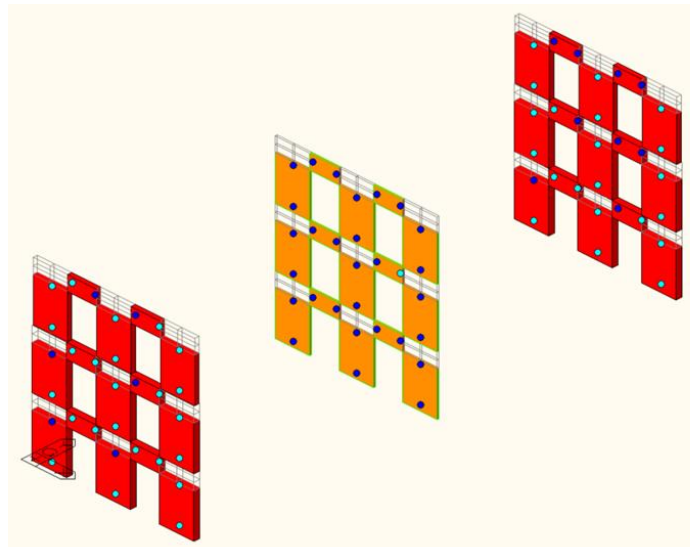


Fig. 7.120 - Cerniere plastiche a flessione a 14.04 mm e 1085.13 kN con connessioni ad alta resistenza

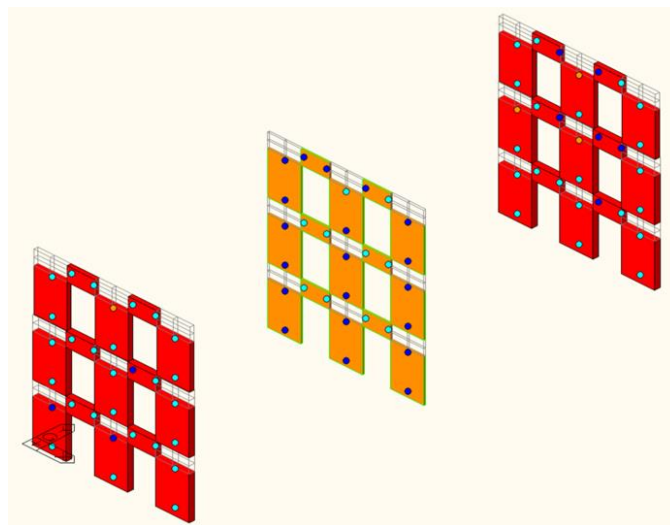


Fig. 7.121 - Cerniere plastiche a flessione a 35.10 mm e 1394.6 kN con connessioni ad alta resistenza

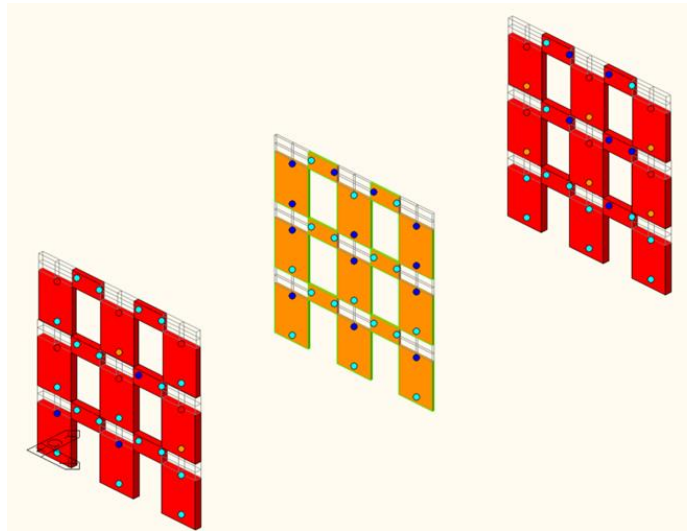


Fig. 7.122 - Cerniere plastiche a flessione a 64.8 mm e 1211.45 kN con connessioni ad alta resistenza

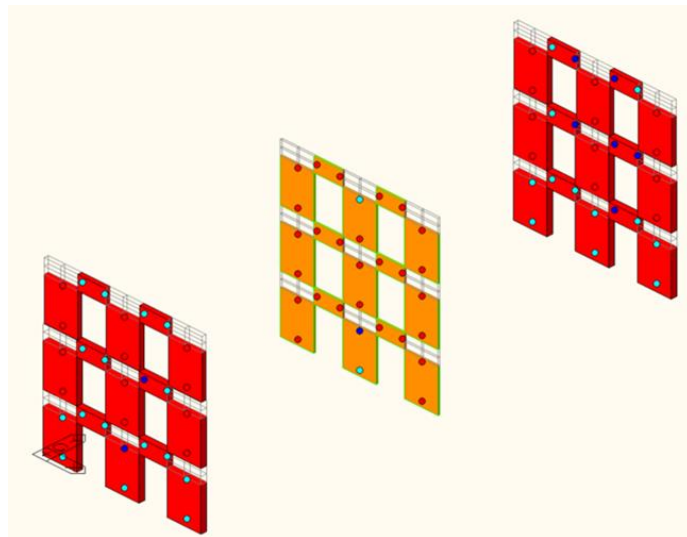


Fig. 7.123 - Cerniere plastiche a flessione a 76.680 mm e 1129.41 kN con connessioni ad alta resistenza

Si avranno per cinque fasi distinte:

- a) fase elastica;
- b) snervamento delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.119);
- c) snervamento delle pareti in CLT per flessione e per taglio (Fig. 7.120);
- d) crisi delle pareti in muratura per flessione e per taglio (Fig. 7.121 e Fig. 7.122);
- e) collasso di tutte le pareti per flessione e per taglio (Fig. 7.123).

Si riporta in seguito il grafico delle curve di capacità con le fasi introdotte precedentemente:

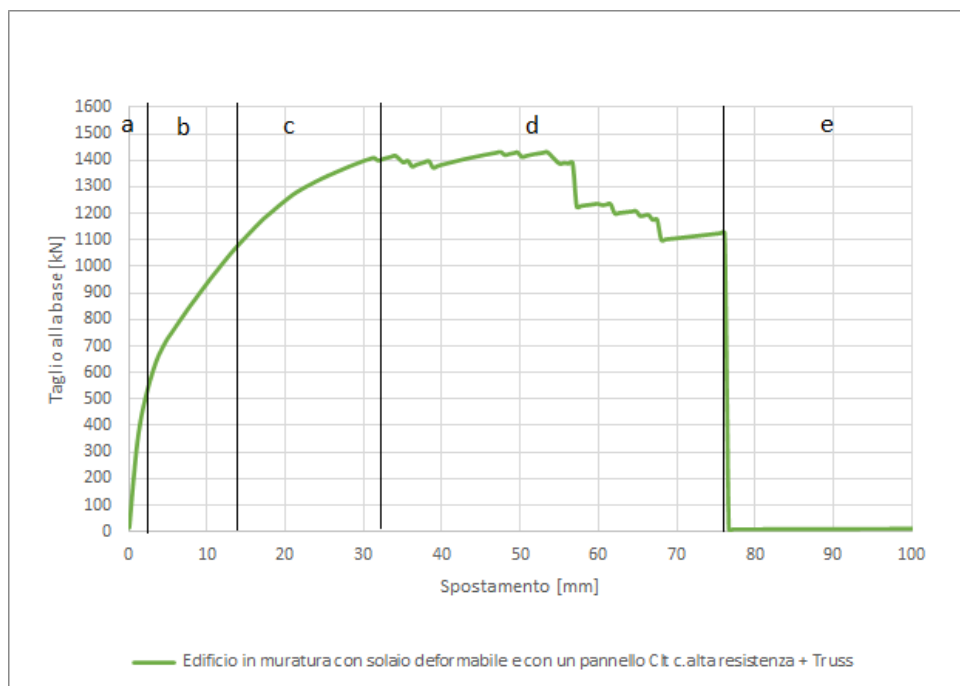


Fig. 7.124 - Curva di push-over² per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

Le modalità di rottura studiate successivamente sono tutte riferite al caso della flessione perché, nonostante l'elemento collassi anche per taglio in corrispondenza dello spostamento ultimo, non si hanno ulteriori aspetti significativi da evidenziare.

Il tratto elastico è caratterizzato da valori di snervamento superiori a quelli del solo edificio esistente. Nel secondo tratto preso in considerazione vi è un ulteriore cambio di pendenza dato dal fatto che la muratura plasticizza a circa 3.78 mm e 666.38 kN.

Nella fase seguente plasticizzano anche le pareti in CLT a circa 14.04 mm e 1085.13 kN andando a modificare ulteriormente la pendenza della curva.

Nella fase *d* si ha il classico andamento a scalini dovuto al collasso degli elementi in muratura, in particolare si forma un meccanico locale in corrispondenza dei maschi del terzo e del secondo piano a 64.8 mm e 1211.45 kN, fino a quando non si arriva al collasso di tutta la struttura.

Si noti come l'utilizzo di pannelli CLT porta a ritardare sia la plasticizzazione che la rottura dei pannelli murari, infatti nel caso del solo edificio esistente vi è era uno snervamento per valori di 1 mm e 399 kN e una rottura a 25 mm e 360.85 kN mentre ora plasticizzano a 3.78 mm e 666.38 kN e cominciano ad andare in crisi a 35.10 mm e 1394.6 kN.

Nel caso di connessioni a bassa resistenza invece le pareti in CLT vanno in crisi allo stesso momento delle pareti in muratura. Per confrontare in maniera più adeguata le differenze tra i due tipi di connessioni si riportano in seguito sia le curve di push-over² che alcune rappresentazioni significative delle cerniere plastiche formate:

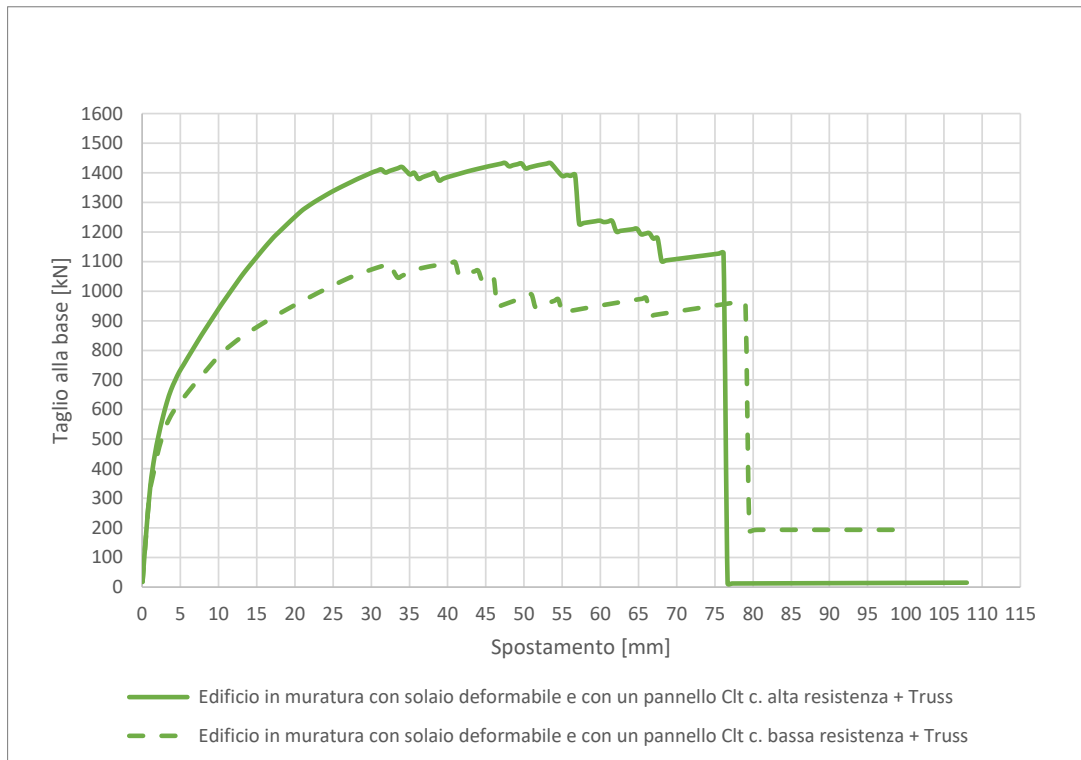


Fig. 7.125 - Curva di push-over2 (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

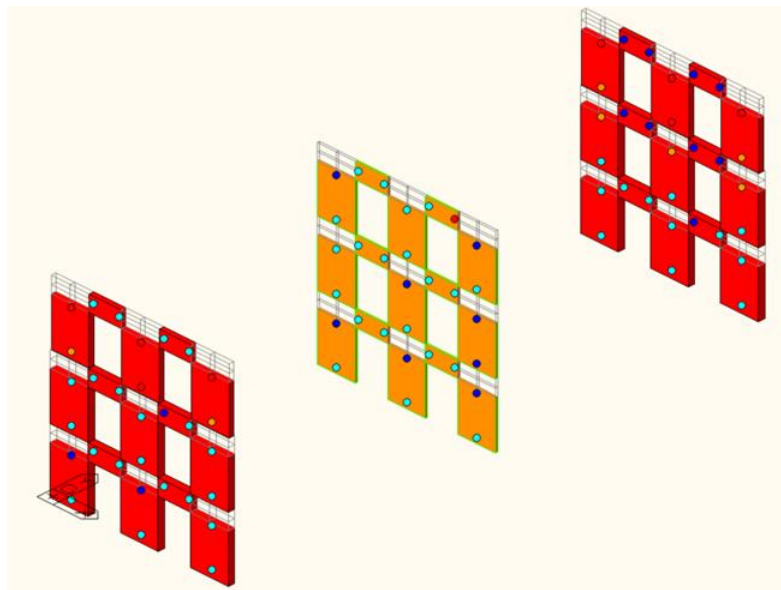


Fig. 7.126 - Cerniere plastiche a flessione a 69.5 mm e 929.70 kN con connessioni a bassa resistenza

In presenza di connessioni ad elevata capacità si hanno valori di resistenza al taglio molto più elevati, anche se poi si avrà il collasso della struttura per valori di spostamento più bassi. Questo è dovuto al fatto che quando si hanno connessioni a bassa resistenza il pannello in CLT plasticizzerà quasi contemporaneamente a quello in muratura e così facendo contribuirà a dare una maggiore duttilità alla struttura. Nel caso di connessioni ad alta portata la parete in CLT collassa direttamente in

prossimità dello spostamento ultimo, mentre come si può vedere da Fig. 7.126 nell'altro caso la parete va in crisi prima.

Si noti come una volta plasticizzata la parete in muratura le due curve assumono la pendenza dei moduli elastici delle pareti in CLT che sono uno il doppio dell'altro.

7.2.5.4. Confronto dei casi

Si confrontano le curve di push-over2 per connessioni a bassa ed elevata capacità di tutti i casi affrontati con un pannello in CLT:

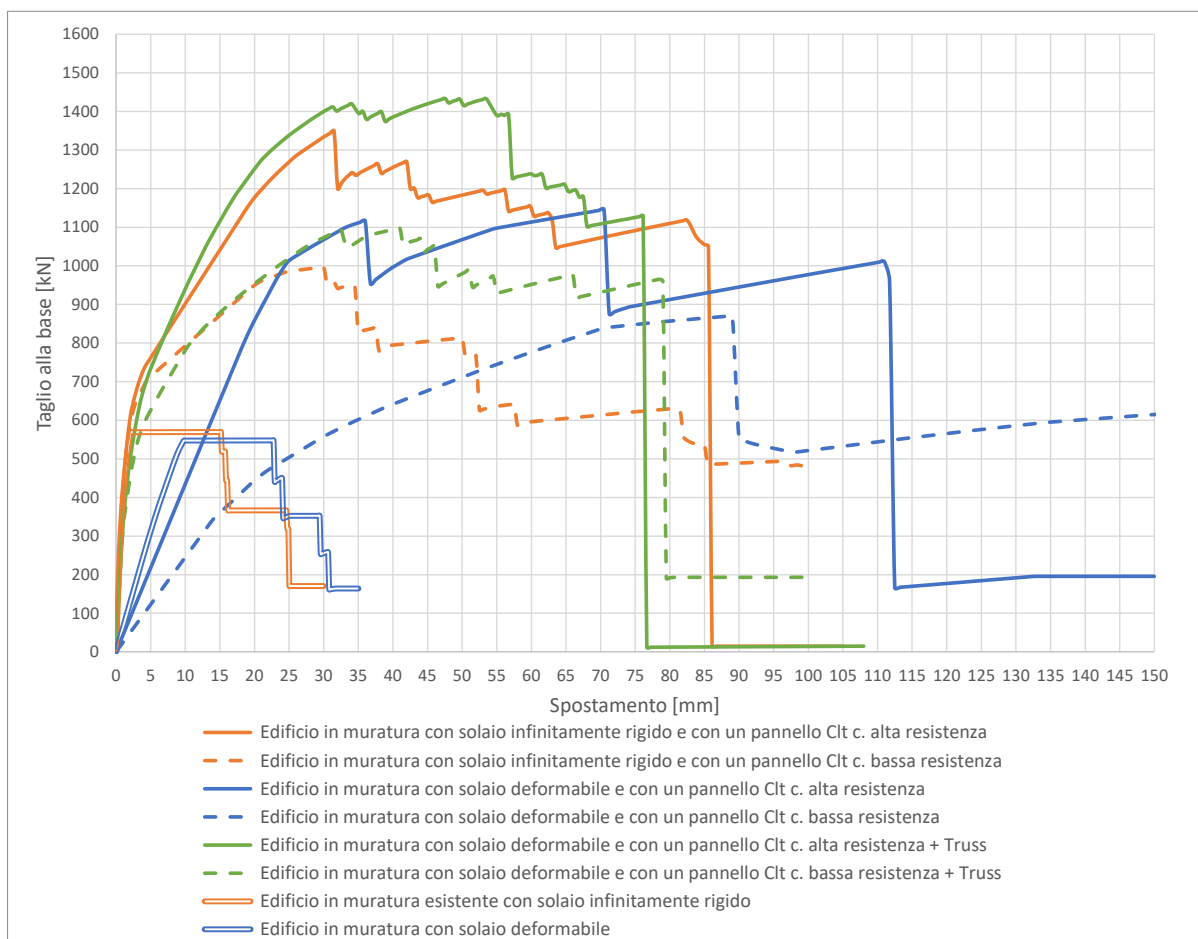


Fig. 7.127 - Curve di push-over2

Analizzando le varie curve si può stabilire che:

- per tutti e tre i casi in presenza di connessioni ad elevata capacità portante si avranno maggiori valori di resistenza a taglio, in particolare con un solaio deformabile ed elementi di controvento e connessioni ad alta resistenza;
- il caso di solaio deformabile ha un comportamento molto più duttile rispetto a tutti gli altri casi;

- in presenza di una struttura con maggior rigidità, quindi con solai infinitamente rigidi e deformabili con controventi, la pendenza della curva del tratto elastico è molto simile a quello della muratura, mentre nel caso del solaio deformabile è data dal modulo elastico del CLT. Questo è dovuto al fatto che mentre nei due casi di sistema rigido prima plasticizzano le pareti in muratura e poi l'altra in CLT, nel caso di impalcato deformabile plasticizzano quasi contemporaneamente;
- come anticipato nel punto precedente i casi più rigidi e quello in muratura hanno la stessa pendenza del tratto elastico, con la sola differenza che per i primi questo assumerà dei valori maggiori; ovvero nei casi in cui è stata aggiunta una parete in CLT la facciata in muratura plasticizza, si fessura e crolla più tardi. L'aggiunta di una parete in CLT oltre a contribuire a dare un'elevata duttilità al sistema permette anche di ritardare la rottura degli elementi murari.

Adesso si vuole confrontare tutte le curve di push-over dell'edificio in muratura con l'aggiunta di una o più pareti in CLT con connessioni a bassa e alta resistenza per una distribuzione di forze inerziali proporzionali alle masse:

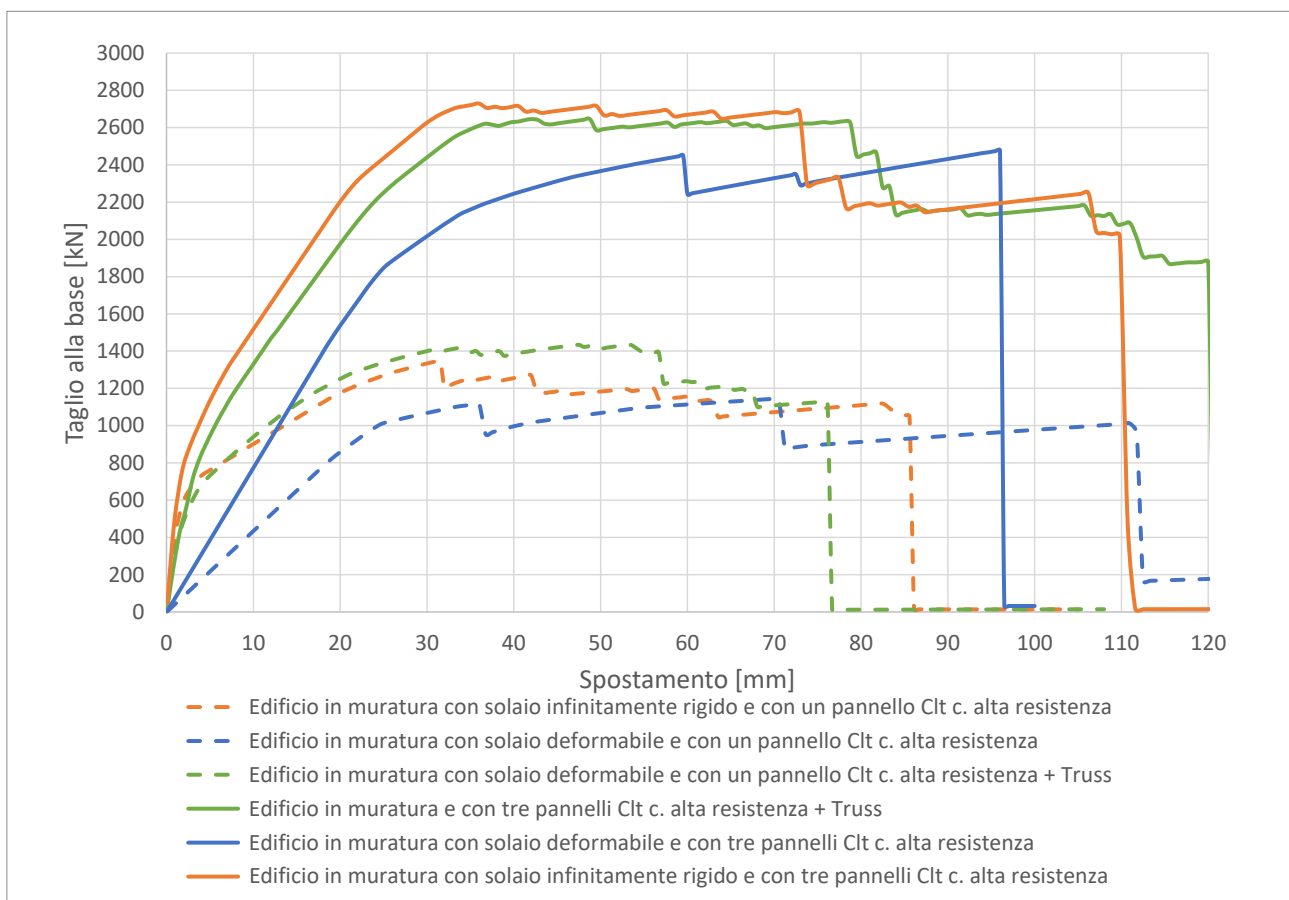


Fig. 7.128 - Curva di push-over2 per connessioni ad alta resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

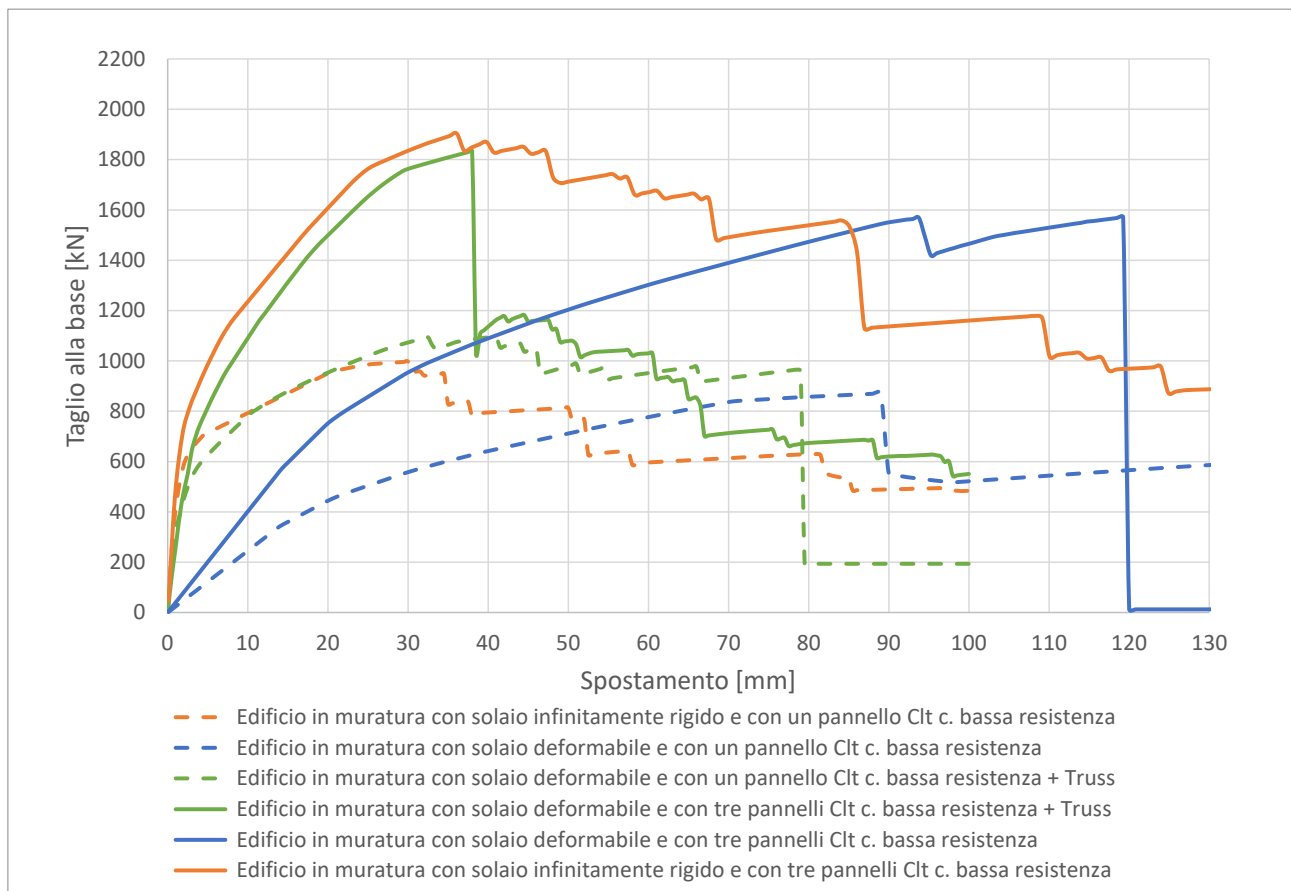


Fig. 7.129 - Curva di push-over2 per connessioni a bassa resistenza (distribuzione di forze proporzionali alle masse)

I risultati ottenuti sia da pareti con connessioni a bassa ed alta resistenza sono molto simili, è possibile notare che con l'utilizzo di tre pareti al posto di una sia la resistenza che gli spostamenti massimi della struttura globale sono incrementati, in particolare i valori di resistenza massima ci sono circa raddoppiati. questo è dovuto al fatto che con un numero maggiore di pareti ovviamente aumenterà il contributo resistente del sistema.

In tutti i casi eccetto quello del solaio deformabile le pendenze iniziali delle curve le stesse, ed in particolare hanno la stessa pendenza del caso di edificio in sola muratura.

7.3. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

In questo capitolo si vuole mettere a confronto il comportamento globale della struttura con o senza l'aggiunta di pareti, e valutare quale possa essere la migliore configurazione da adottare sia in termini di resistenza al taglio che di spostamenti massimi.

Infine, sono state svolte delle verifiche sismiche dall'analisi di push-over su tutte le configurazioni prese in considerazione utilizzando il metodo N2 visto nel cap.4.

Da ora in avanti per la legenda si considerando le seguenti semplificazioni:

URM_RIG	CASO NON CONSOLIDATO CON SOLAIO RIGIDO
URM_DEF	CASO NON CONSOLIDATO CON SOLAIO DEFORMABILE
C1_1MW_RIG	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO RIGIDO E UNA PARETE IN MURATURA
C1_1MW_DEF	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO DEFORMABILE E UNA PARETE IN MURATURA
C1_3MW_RIG	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO RIGIDO E TRE PARETI IN MURATURA
C1_3MW_DEF	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO DEFORMABILE E TRE PARETI IN MURATURA
C2_1CLT-HC_RIG	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO RIGIDO, UNA PARETE IN CLT E CONNESSIONI AD ALTA CAPACITA'
C2_1CLT-LC_RIG	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO RIGIDO, UNA PARETE IN CLT E CONNESSIONI A BASSA CAPACITA'
C2_1CLT-HC_DEF	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO DEFORMABILE, UNA PARETE IN CLT E CONNESSIONI AD ALTA CAPACITA'
C2_1CLT-LC_DEF	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO DEFORMABILE, UNA PARETE IN CLT E CONNESSIONI A BASSA CAPACITA'
C2_3CLT-HC_RIG	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO RIGIDO, TRE PARETI IN CLT E CONNESSIONI AD ALTA CAPACITA'
C2_3CLT-LC_RIG	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO RIGIDO, TRE PARETI IN CLT E CONNESSIONI A BASSA CAPACITA'
C2_3CLT-HC_DEF	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO DEFORMABILE, TRE PARETI IN CLT E CONNESSIONI AD ALTA CAPACITA'
C2_3CLT-LC_DEF	CASO CONSOLIDATO CON SOLAIO DEFORMABILE, TRE PARETI IN CLT E CONNESSIONI A BASSA CAPACITA'

Tab. 14 – Semplificazioni legenda

Si vuole evidenziare il fatto che in questo paragrafo si rappresenteranno solamente le configurazioni con solaio deformabile e quella con solaio infinitamente rigido, tralasciando quella con gli elementi di controvento (solo nel caso della muratura si considerano i casi di solaio deformabile con elementi Truss di dimensioni 20x20mm e 10x10mm) che non sono rilevanti ai fini delle osservazioni conclusive.

Si vogliono confrontare le curve ottenute dall'aggiunta di tre pareti, in muratura e in CLT (a bassa ed elevata capacità), con quelle dell'edificio di partenza preso come caso di studio, entrambi con solai rigidi e deformabili con forze inerziali proporzionali alla massa (push-over2):

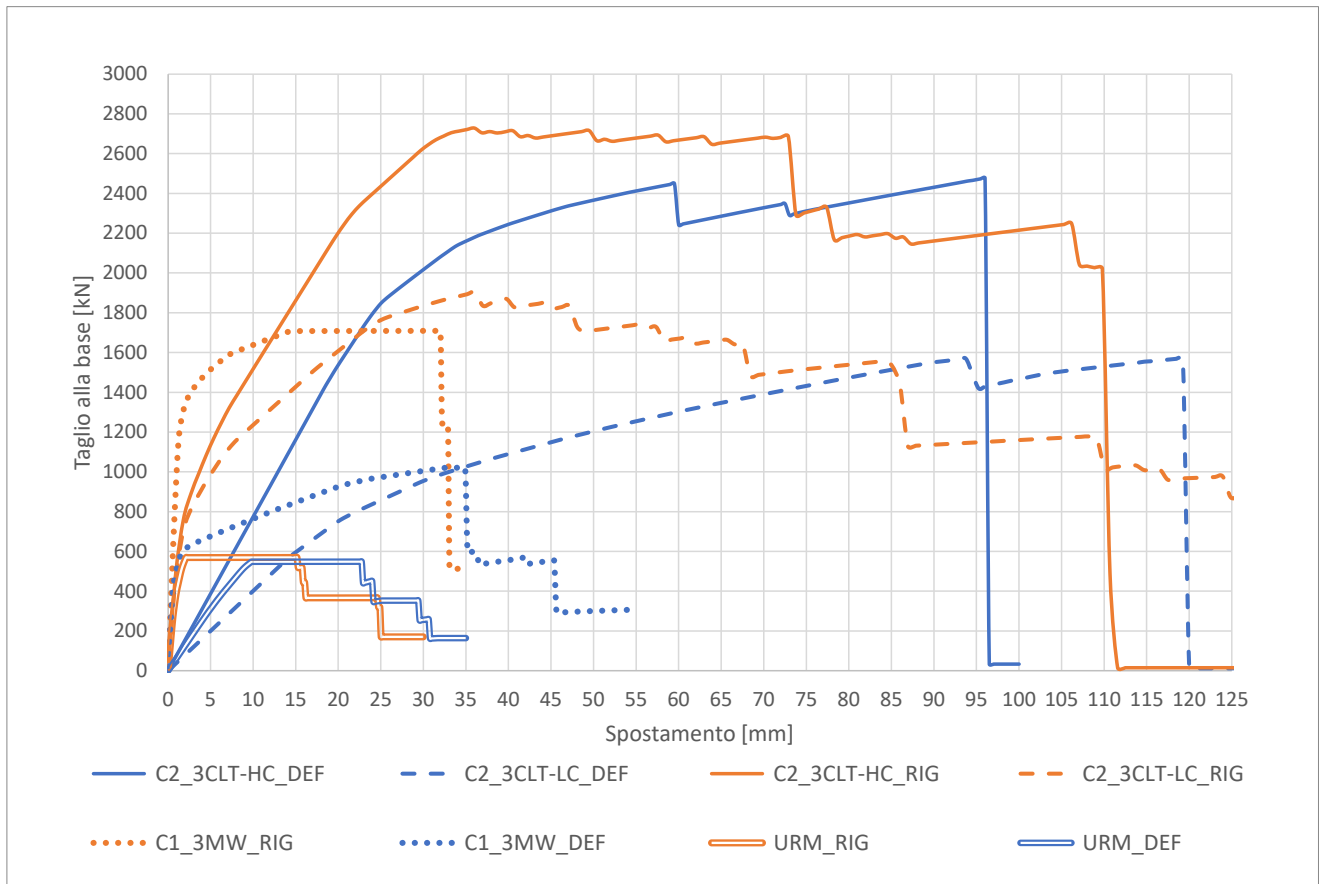


Fig. 7.130 - Curve di push-over2

Dalle curve di Fig. 7.130 è possibile stabilire che:

- tutte le configurazioni aventi un solaio rigido hanno una pendenza simile del tratto iniziale elastico, che corrisponde a quella del caso non consolidato priva di tamponamenti e con solai infinitamente rigidi;
- nel caso di pareti in CLT e solai deformabili la pendenza del tratto iniziale elastico è minore rispetto alle altre poiché la distribuzione delle sollecitazioni orizzontali è data dalle aree d'influenza e quindi la pendenza della curva è condizionata dalla rigidità del CLT e dalla posizione del punto di controllo scelto.
- i valori di resistenza massima ottenuti con tre pareti in CLT a bassa capacità portante sono circa gli stessi di quelli con tre pareti in muratura con solaio infinitamente rigido, eccetto il fatto che il primo con solaio deformabile ha un comportamento molto più duttile rispetto secondo; in particolare si hanno degli spostamenti ultimi circa tre volte più grandi;
- se si confrontano le curve ottenute dall'aggiunta di pannelli in muratura con quelle dei pannelli in CLT si nota che in presenza delle prime la struttura assume un comportamento globale rigido e piuttosto fragile, mentre con le seconde, nel caso di connessioni ad elevata capacità,

si hanno dei valori di resistenza massima di gran lunga maggiori, e una maggiore capacità in spostamento.

- l'utilizzo di pannelli CLT porta a ritardare sia la plasticizzazione che la rottura dei pannelli murari.

Si vogliono confrontare le curve ottenute dall'aggiunta di una parete, in muratura e in CLT (a bassa ed elevata capacità), con quelle dell'edificio di partenza preso come caso di studio, entrambi con solai rigidi e deformabili con forze inerziali proporzionali alla massa (push-over2):

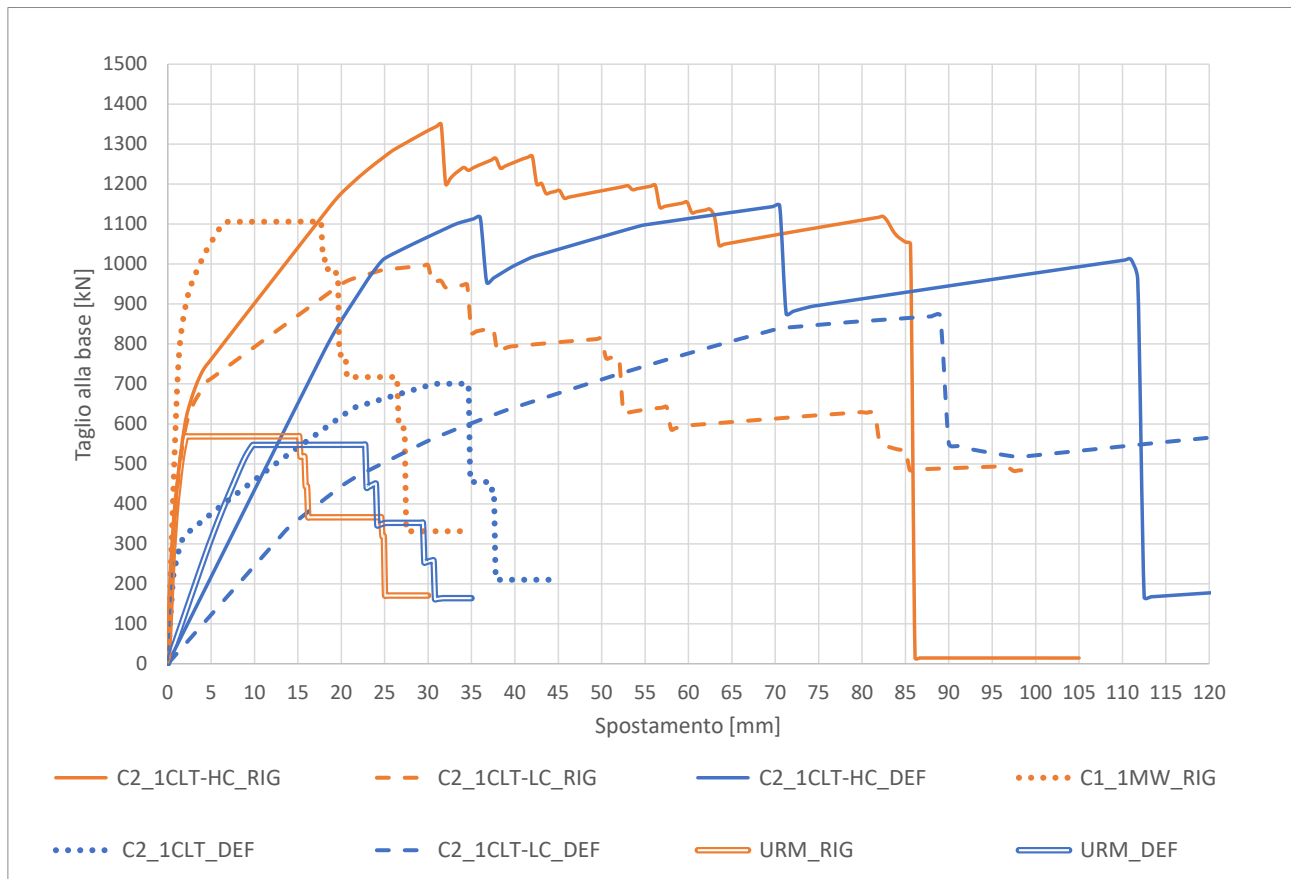


Fig. 7.131 - Curve di push-over2

Dalle curve di Fig. 7.131 è possibile stabilire che:

- tutte le configurazioni aventi un solaio rigido hanno la stessa pendenza del tratto iniziale elastico, che corrisponde a quella del caso non consolidato priva di tamponamenti e con solai infinitamente rigidi;
- nel caso di pareti in CLT con solai deformabili la pendenza del tratto iniziale elastico è minore rispetto alle altre poiché la distribuzione delle sollecitazioni orizzontali è data dalle aree d'influenza e quindi la pendenza della curva è condizionata da entrambe le rigidità della muratura e del CLT;

- nel caso di una parete in muratura con solaio infinitamente rigido si hanno dei valori di resistenza massima circa uguali a quelli ottenuti con una parete CLT con connessioni ad alta capacità portante e con solai deformabili, e di gran lunga maggiori a quelli con una parete in CLT a bassa resistenza;
- se si confrontano le curve ottenute dall'aggiunta di pannelli in muratura con quelle dei pannelli in CLT si nota che in presenza delle prime la struttura assume un comportamento globale rigido e piuttosto fragile, mentre con le seconde, nel caso di connessioni ad elevata capacità, si hanno dei valori di resistenza massima di gran lunga maggiori, e un comportamento molto più duttile;
- l'utilizzo di pannelli CLT porta a ritardare sia la plasticizzazione che la rottura dei pannelli murari.

Infine, tramite il software MidasGen è stato possibile effettuare le verifiche sismiche con l'analisi push-over. Nel caso in esame si considerano solo le analisi di push-over con forze proporzionali alle masse (push-over2).

La zona sismica presa in considerazione è quella di Santa Sofia, della provincia di Forlì-Cesena con sottosuolo di tipo C e categoria topografica T1 – per superfici pianeggianti.

Si svilupperanno solo le verifiche allo SLV, lo spettro orizzontale di design avrà le seguenti caratteristiche:

ag [g]	F0	S	q	Tc* [sec]	Tb [sec]	Tc [sec]	Td [sec]
0.209063	2.46156	1.391	1.5	0.31	0.16	0.479	2.436

Tab. 15 – Parametri dello spettro dello spettro di design

Una volta calcolati i valori di domanda e capacità ottenuti dall'analisi, si confrontano i risultati in un istogramma. Si noti che per un rapporto di $C/D > 1$ la verifica risulta soddisfatta, in quanto la capacità della struttura risulta maggiore della domanda, se invece $C/D < 1$ la verifica non è soddisfatta poiché la domanda è maggiore della capacità.

	D (DOMANDA)	C (CAPACITA')	C/D	VERIFICA SISMICA
URM_RIG	14	11.86	0.85	NON VERIFICATO
URM_DEF	39.88	17.16	0.43	NON VERIFICATO
C1_1MW_RIG	12.04	14.72	1.22	VERIFICATO
C1_1MW_DEF	43.06	26.06	0.61	NON VERIFICATO
C1_3MW_RIG	9.231	24.09	2.61	VERIFICATO
C1_3MW_DEF	17.63	26.27	1.49	VERIFICATO
C2_1CLT-HC_RIG	28.63	42.49	1.48	VERIFICATO
C2_1CLT-LC_RIG	17.46	26.19	1.50	VERIFICATO
C2_1CLT-HC_DEF	47.67	53.23	1.12	VERIFICATO
C2_1CLT-LC_DEF	71.02	67.06	0.94	NON VERIFICATO
C2_3CLT-HC_RIG	29.01	55.3	1.91	VERIFICATO
C2_3CLT-LC_RIG	27.89	50.74	1.82	VERIFICATO
C2_3CLT-HC_DEF	38.67	72.06	1.86	VERIFICATO
C2_3CLT-LC_DEF	59.98	89.52	1.49	VERIFICATO

Tab. 16 -Verifica sismica dell'analisi di push-over

Si rappresenta un istogramma con tutte le configurazioni effettuate sulle ascisse e il rapporto tra la domanda e la capacità sulle ordinate:

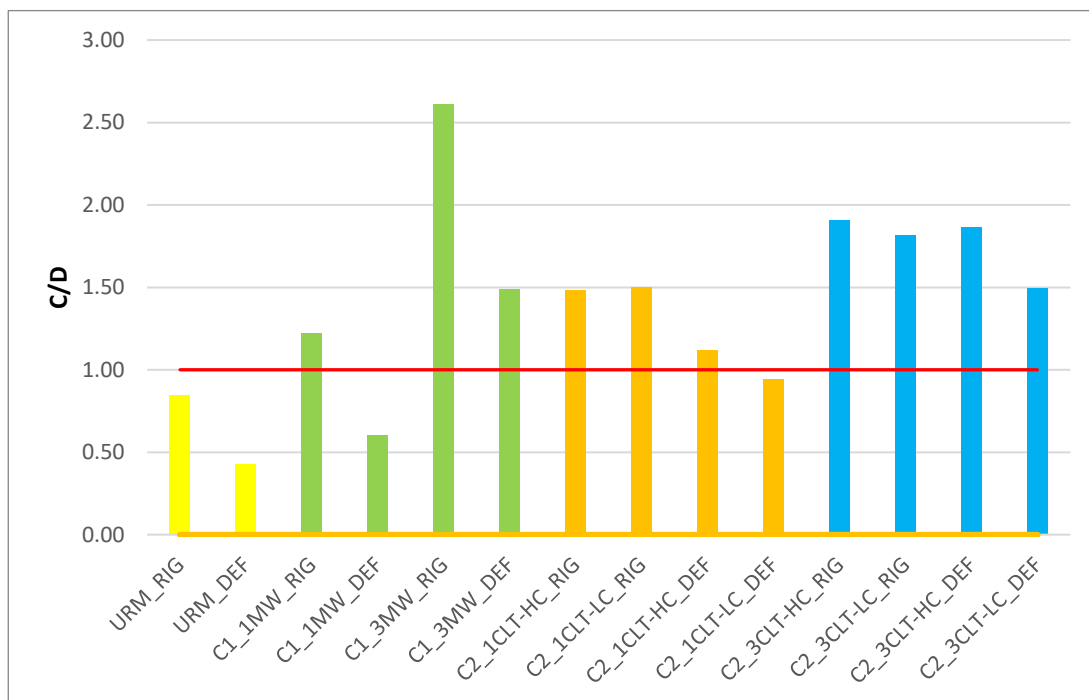


Fig. 7.132 – Confronto delle varie configurazioni effettuate

Da Tab. e Fig. 7.132 è possibile notare che:

- per l'edificio preso come caso di studio senza pareti di tamponamento (colonna gialla) la verifica non risulta soddisfatta;

- in presenza di pareti di tamponamento in muratura (colonna verde) le verifiche sono tutte soddisfatte eccetto nel caso di una sola parete in muratura con solaio deformabile;
- in presenza di una parete di tamponamento in CLT (colonna arancione) le verifiche sono tutte soddisfatte eccetto nel caso in cui si hanno delle connessioni a bassa capacità e un solaio deformabile;
- in presenza di tre pareti di tamponamento in CLT (colonna azzurra) le verifiche sono tutte soddisfatte;
- i valori di C/D per un edificio con tre pareti di tamponamento in muratura aggiuntive con solai deformabili sono circa gli stessi ($C/D \cong 1.49$) di quelli ottenuti con una parete in CLT aggiuntiva con connessioni a bassa ed alta capacità con solai rigidi e di quelli con tre pareti aggiuntive in CLT con connessioni a bassa capacità e solaio deformabile;
- in tutte le configurazioni aventi solai deformabili si hanno valori di C/D minori rispetto agli altri.

8. CONCLUSIONI

In conclusione, da questo elaborato si è dimostrato come il modello a telaio equivalente sia uno strumento valido e relativamente semplificato anche per pareti in CLT e non solo per quelle in muratura, con risultati affidabili. Per fare questo si ha svolto una prima parte del lavoro sulla calibrazione e validazione del modello, partendo dal caso di un singolo pannello in CLT e analizzando via via casi sempre più complessi fino ad arrivare a studiare l'interazione tra una parete in CLT e una in muratura.

Successivamente si ha applicato il modello al caso di studio con le varie configurazioni di pareti in CLT e in muratura, ed è stato possibile osservare che entrambe incrementino la resistenza massima del sistema ma solo le prime contribuiscono anche ad aumentare la duttilità della struttura globale.

I valori di resistenza offerti dalle connessioni a bassa capacità sono spesso simili a quelli offerti dalle pareti aggiuntive in muratura, mentre quelli ad alta capacità sono di gran lunga maggiori.

Il problema legato all'impiego delle connessioni ad alta resistenza è che queste sono di difficile utilizzo pratico, infatti risulta molto complesso riuscire ad ottenere delle connessioni con dei valori così elevati di resistenza (100/150 kN), sia per gli hold-down che per gli angolari, in modo tale da farne risentire la presenza alle pareti in muratura.

Una possibile soluzione a questo problema potrebbe essere data dall'utilizzo di tiranti verticali che si ancorano direttamente in fondazione.

I risultati ottenuti dalle precedenti analisi hanno quindi dimostrato che per pareti in CLT la configurazione migliore per il caso in esame è quella con connessioni a bassa capacità, nonostante i valori di resistenza massimi raggiunti siano simili rispetto a quelli ottenuti da pareti in muratura, si ha un comportamento molto più duttile del sistema globale dove la muratura plasticizza e collassa per valori di resistenza e spostamento maggiori e inoltre sono connessioni più facilmente reperibili in commercio.

BIBLIOGRAFIA

Augenti N., Parisi F., 2019. *Teoria e Tecnica delle Strutture in Muratura*. Hoepli editore. Milano.

Biondi A., 2020. *Analisi Pushover*. Seconda edizione. Dario Flaccovio Editore. Palermo.

Eurocodice 5, UNI EN 1995-1, 2005. Progettazione delle strutture in legno.

Eurocodice 8, prEN 1998, 2003. Design of structures for earthquake resistance.

Franco L., Pozza L., Saetta A., Savoia M, Talledo D., 2019. *Strategies for structural modelling of CLT panels under cyclic loading conditions*. Engineering Structures, Vol. 198, n.109476.

Piazza M., Tomasi R., Modena R., 2005. *Strutture in Legno*. Hoepli editore. Milano.

Pozza L., Marchi L., Truttalli D., Scotta R., 2020. *In-plane strengthening of masonry buildings with timber panels*. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings*.

Rugarli P., 2019. *Norme Tecniche per le Costruzioni integrate con la circolare applicativa*. Quinta Edizione. EPC editore. Roma. Italia.

Vallucci S., Quagliarini E., Lenci S., 2014. *Costruzioni storiche in muratura*. Wolters Kluwer Italia S.r.l.