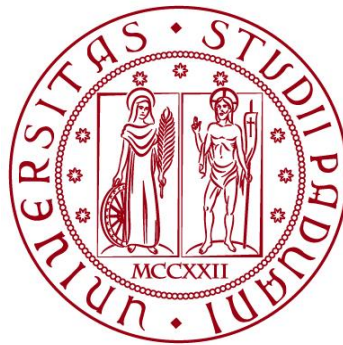


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**UN MODELLO INELASTICO DI UNA STAFFA
DISSIPATIVA PER EDIFICI IN X-LAM**

Relatore:

Chiar.mo PROF. ROBERTO SCOTTA

Laureando: NICOLA PILLON

1079146

Correlatori:

Ing. LUCA MARCHI – Ing. DAVIDE TRUTALLI

ANNO ACCADEMICO 2015-2016

RINGRAZIAMENTI

Finalmente sono giunto anch'io alla fine di questo lungo viaggio che mi ha arricchito umanamente e culturalmente. Vorrei ringraziare in particolare alcune persone senza le quali forse avrei rinunciato prima a tutto questo.

Il Prof. Roberto Scotta per avermi concesso questa opportunità e per avermi consigliato nei momenti di maggior bisogno.

L'ing. Marchi e l'ing. Trutalli per la loro presenza costante e la loro guida durante tutta questa esperienza.

I miei genitori per l'affetto e l'aiuto dato in ogni situazione, mio fratello perché nonostante tutti gli voglio bene e gli sono grato di starmi accanto sempre e a tutta la mia famiglia in generale perché è riuscita in qualsiasi modo a darmi supporto.

I miei amici e miei colleghi perché mi hanno accettato per come sono e hanno saputo sopportarmi in tutti questi anni; in particolare all'amica con cui condivido il cognome anche senza legami di parentela, la quale più di tutti mi è sempre stata vicina soprattutto nei momenti peggiori e a cui sarà sempre grato.

PREMESSA

Lo scopo di questo lavoro di tesi è la continuazione dello studio di un nuovo sistema di connessione per elementi in X-lam. Tale sistema, nuovo ed innovativo, è stato ideato e progettato da parte del Prof. Roberto Scotta e il suo gruppo di ricerca presso Università degli Studi di Padova, in particolare al Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale.

Finora tali connessioni sono state studiate prettamente in ambito teorico e sperimentale, per fornire i dati alla base degli studi successivi. Si ha ora l'esigenza di modellare numericamente tale elemento e di applicarlo a circostanze più reali, ciò significa non considerare più l'elemento staffa singolo ma inserirlo in una parete prima e in un edificio successivamente. Il primo passaggio è stato parzialmente fatto, infatti mediante un programma ad elementi finiti di nome ANSYS sono stati svolti dei test su pareti di appropriate dimensioni; questo però ha richiesto un considerevole costo in termini di tempo di modellazione e in termini di tempo di soluzione del sistema, ritenuti troppo eccessivi per la semplicità del sistema.

Per tale motivo si sono cercate nuove strade attraverso l'uso di altri software di calcolo che permettessero di arrivare ad accurati risultati, attraverso un'onerosità del processo non troppo eccessiva. Si è andati alla ricerca di un compromesso tra accuratezza dei dati, sia in input che in output, e onerosità dell'elaborazione, ritenendo infatti controproducente utilizzare programmi che dessero come risultati valori pressoché identici a quelli ricavabili nella realtà, a discapito però di un'eccessiva onerosità nei tempi. Dall'altra parte non si poteva nemmeno prediligere programmi con un'elevata semplicità di compilazione e risoluzione, ma che dessero come risultati valori lontani dalla realtà e non confrontabili.

PREMISE

The purpose of this Thesis is the continuing study of a new connection system for X-Lam elements. This new and innovative system was designed by Prof. Roberto Scotta and his research group at University of Padua - Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering.

This connections have been already theorized and tested to provide the basic data for further studies. Now , it is necessary to create a numerical model with the aim of simulating not only the bracket but also an entire wall or a building. The first step was partly done using the Finite Element Code ANSYS, but it was required a too high computational cost to extend the model of a shear wall to a complete building.

For this reason, other numerical strategies were chosen to reduce such computational costs and allow us to simulate the behavior of more complex structures with sufficient accuracy.

Sommario

1. LEGNO COME “NUOVO” MATERIALE DA COSTRUZIONE.....	1
1.1 Introduzione.....	2
1.2 Sistema di costruzione X-lam.....	3
1.2.1 Storia del X-lam.....	3
1.2.2 Produzione e caratteristiche.....	3
1.2.3 Giunti tra elementi.....	4
1.2.4 Normativa di riferimento.....	7
1.2.5 Le caratteristiche del legno.....	8
1.3 Progettazione e problematiche degli angolari e degli hold-down.....	11
1.3.1 Tipologia e sollecitazioni connessioni.....	11
1.3.2 Resistenza delle connessioni.....	12
1.3.3 Problematiche relative alle connessioni.....	13
1.4 Nuova staffa dissipativa X-bracket.....	14
1.4.1 Geometria della staffa.....	14
1.4.2 Test sulla staffa svolti in laboratorio.....	17
1.4.3 Modellazione numerica della staffa.....	20
1.5 Problemi derivanti dalle X-brackets.....	31
2. IPOTESI DI FISSAGGIO DELLE STAFFE X-BRACKETS AL PANNELLO X-LAM.....	33
2.1 Il problema del rifollamento nel legno.....	34
2.2 La normativa di riferimento.....	35
2.2.1 Rifollamento nell'acciaio.....	35
2.2.2 Rifollamento nel legno.....	35
2.3 Dimensionamento e verifica della piastra.....	41
2.3.1 Tipologia di piastra I.....	42
2.3.2 Tipologia di piastra II.....	45
2.3.3 Tipologia di piastra III.....	47
2.3.4 Tipologia di piastra IV.....	48
2.4 Ricapitolazione risultati.....	51
3. MODELLAZIONE AVANZATA DELLE STAFFE X-BRACKETS.....	53
3.1 Approfondimento problema dominio.....	54
3.2 Metodi di modellazione studiati.....	55
3.3 Modellazione mediante il software “OpenSees”.....	56
3.3.1 Il software “OpenSees”.....	56

3.3.2	<i>Il modello principale utilizzato</i>	56
3.3.3	<i>I risultati del modello principale</i>	58
3.3.4	<i>Una variante del modello principale</i>	71
3.3.5	<i>I risultati della variante al modello principale</i>	72
3.4	Modellazione mediante il software “MatLab”.....	78
3.4.1	<i>Il software “MatLab”</i>	78
3.4.2	<i>Descrizione del modello per analisi Pushover con dominio “completo”</i>	78
3.4.3	<i>Validazione correttezza modello in MatLab</i>	81
3.4.4	<i>Descrizione del modello per analisi Pushover con dominio “reale”</i>	85
3.4.5	<i>Confronto dei risultati derivanti dall’analisi Pushover</i>	88
3.4.6	<i>Descrizione del modello per analisi Ciclica con modello “reale”</i>	100
3.4.7	<i>Confronto dei risultati derivanti dall’analisi Ciclica</i>	103
3.5	Ricapitolazione risultati dell’elaborato.....	110
4.	CONCLUSIONI	117
	Indice delle figure	121
	Indice delle tabelle	124
	Bibliografia	125

Capitolo 1

1. LEGNO COME “NUOVO” MATERIALE DA COSTRUZIONE

Il legno è probabilmente il più antico materiale da costruzione, andato un po' fuori “moda” con il passare del tempo a causa di molteplici fattori, come il costo e la disponibilità di materiali migliori. Ultimamente però, grazie alle nuove tecnologie di realizzazione e alle prestazioni sempre più competitive, ha cominciato a concorrere con i noti materiali da costruzione odierni, quali tra tutti acciaio e calcestruzzo armato.

In questo primo capitolo verranno riassunte brevemente le caratteristiche principali del legno e si tratterà con particolare attenzione un nuovo sistema costruttivo in legno, chiamato X-lam che sta prendendo piede in questi anni. Dopo una prima parte introduttiva su cos'è e come viene realizzato questo nuovo sistema costruttivo, verranno esposte le problematiche ad esso relative. Infine verrà esposta una soluzione nuova e attualmente in fase di studio.

1.1 Introduzione

Negli ultimi anni l'utilizzo del legno come materiale da costruzione ha avuto un notevole incremento, grazie ai notevoli vantaggi che esso comporta.

Innanzitutto, tra i materiali da costruzione, il legno è tra i più ecologici e in un mondo dove i problemi ambientali sono sempre più rilevanti e considerevoli, questo aspetto è di notevole rilevanza. Esso rientra nell'idea di "Edilizia Sostenibile", cioè quell'edilizia che intende soddisfare i bisogni della generazione attuale, senza però andare a limitare le generazioni future della possibilità di fare altrettanto. I principi fondamentali su cui si basa questo tipo di edilizia sono:

- l'utilizzo di materiali ecologici, riducendo così il consumo di risorse non rinnovabili;
- la riduzione del consumo di energia in tutte le fasi del ciclo di vita dell'edificio, dalla produzione allo smaltimento, passando per trasporto, costruzione, esercizio e demolizione;
- la minimizzazione dell'impatto su suolo, acqua e aria di tutte le fasi del ciclo di vita dell'edificio;
- rendere facili le rimozioni, le sostituzioni o le integrazioni;
- minimizzare l'inquinamento dell'ambiente abitato e i possibili danni alla salute degli occupanti.

Altro aspetto rilevante per la sua espansione è stata la sua economicità, dovuta non solo al basso costo di realizzazione degli elementi, ma anche, e soprattutto, al relativo costo di montaggio e assemblaggio in opera della struttura. Tutto ciò è dovuto principalmente al fatto che si tratta di strutture prefabbricate, che non hanno bisogno di molte lavorazioni per essere realizzate; anzi in cantiere avviene la sola opera di montaggio, limitando così la manodopera e abbattendo i costi. Negli ultimi tempi ci si spinge ancora oltre, andando a creare, sempre grazie alla prefabbricazione, elementi strutturali già predisposti e contenenti gli impianti, riducendo ulteriormente le lavorazioni da svolgere in cantiere e quindi i costi.

Contrariamente a quanto si possa pensare, gli edifici in legno non consistono solo in semplici case monopiano, ma anzi si possono realizzare grandi strutture come quelle riportate in Fig. 1.1: Open Academy a Norwich (UK), Falmouth School a Falmouth (UK) e Waugh Grove Stadthaus a Londra (UK).

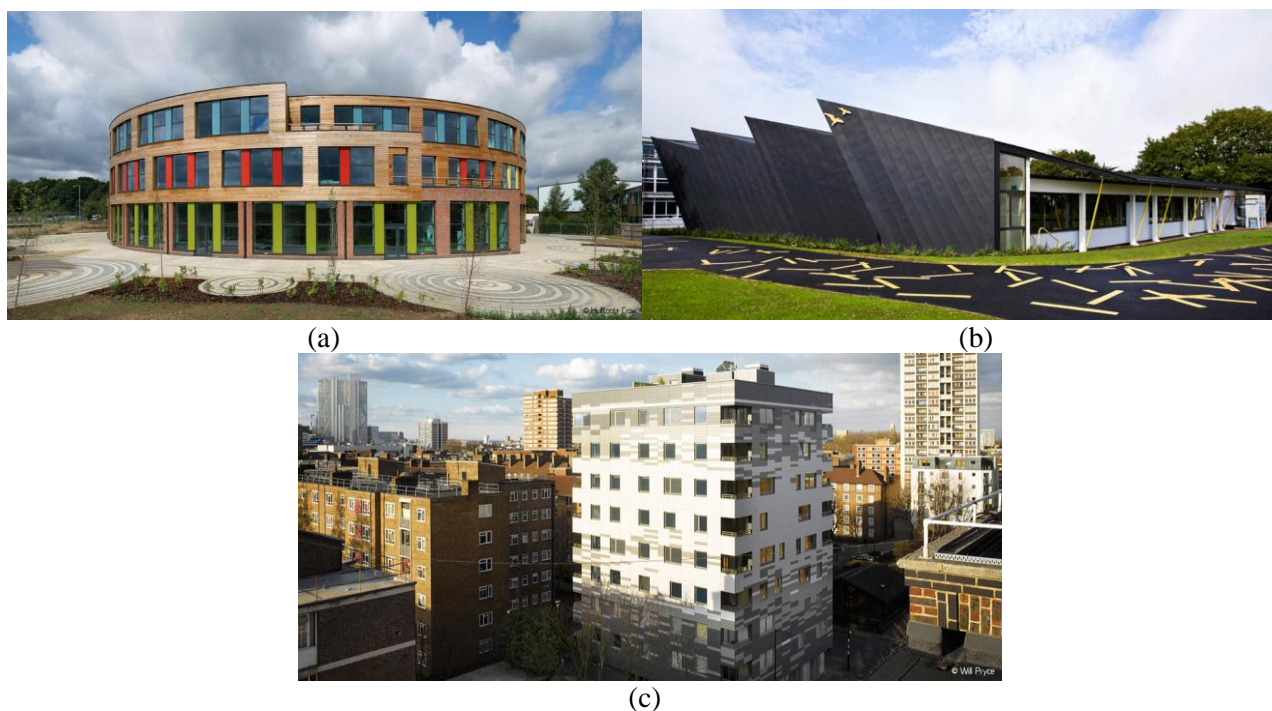


Fig. 1.1 – Esempi di edifici in legno [1]

1.2 Sistema di costruzione X-lam

1.2.1 Storia del X-lam

Il sistema maggiormente utilizzato, soprattutto negli Stati Uniti, fino alla seconda metà degli anni '90, era il Platform Frame; in sostanza si trattava di telai in legno rivestiti con pannelli sottili di OBS, all'interno potevano essere collocati materiali isolanti. Da quel momento in poi ha cominciato ad espandersi il sistema X-lam. L'idea è nata, oltre che dall'esigenza di utilizzare tutto il materiale che si poteva estrarre da un tronco riducendo gli scarti, dall'unione tra due metodi di trasmissione dei carichi nelle costruzioni in legno: il primo, usato principalmente nella zona alpina, disponeva gli elementi resistenti in posizione orizzontale, mentre il secondo, usato invece nella zona scandinava, li disponeva in verticale. Nasce così il Cross Laminated Timber (CLT), cioè l'idea di incollare lamelle disposte orizzontalmente con altre disposte verticalmente, il sistema X-lam non è altro che il nome italiano del sistema CLT.

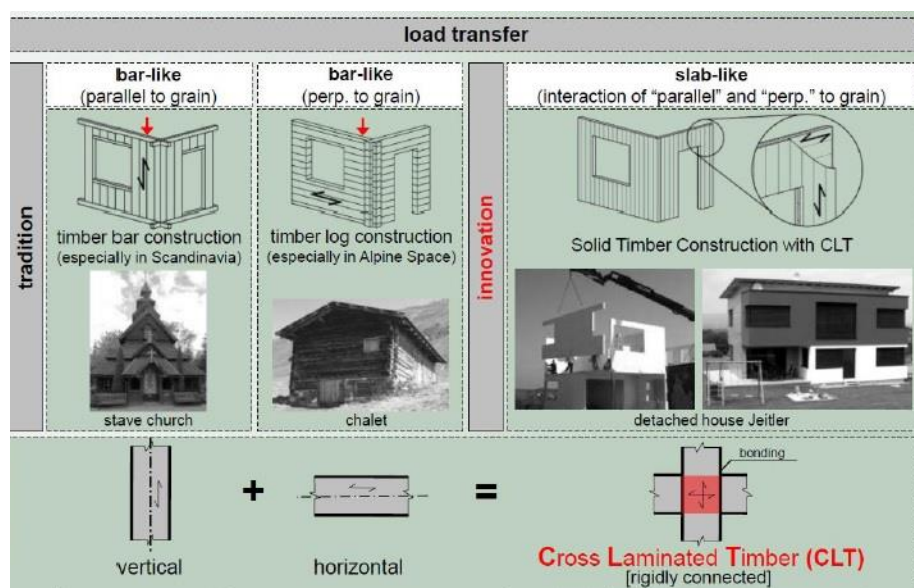


Fig. 1.2 – Idea per la nascita del CLT [2]

1.2.2 Produzione e caratteristiche

Attualmente la produzione di pannelli X-lam, avviene in vari paesi europei: i principali sono l'Austria e la Germania con sette centri produttivi ciascuna, seguono Svizzera, Italia e Repubblica Ceca con due centri di produzione. Il processo inizia dal taglio del tronco delle tavole, le quali vengono poi essiccate e classificate secondo la resistenza. Una volta fatto ciò, attraverso un giunto incollato a pettine, diventano lamelle della lunghezza e delle caratteristiche desiderate. Successivamente ci sono due modi di procedere per l'incollaggio: a una o a due fasi. Ad una fase consiste semplicemente nell'incollare tra loro lamelle disposte perpendicolarmente, in quella a due fasi invece prima vengono incollate tra loro le lamelle nella stessa direzione e poi, una volta creati i vari strati, vengono incollati tra loro. Una volta incollati tra loro, a prescindere dal numero di fasi con cui avviene, i pannelli passano sotto una pressa che li compatta. In Fig. 1.3 è mostrato il ciclo di produzione dei pannelli, partendo dai singoli strati.

Le lamelle lateralmente possono essere sia incollate tra loro e sia essere lasciate a contatto diretto o ad una lieve distanza, tutto ciò non influisce nel comportamento meccanico e, se non in minima parte, neanche nel processo produttivo.

Data la presenza di diversi produttori, le dimensioni non sono tutte uguali, ciò comporta una grossa libertà nella realizzazione sia delle lamelle e di conseguenza dei pannelli. Le lamelle possono avere spessore

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

variabile tra i 16 e i 34 mm, lunghezza tra gli 80 e i 240 mm e lunghezza indefinita, i pannelli possono avere fino ad undici strati di lamelle (sempre dispari per non creare asimmetria) e dimensioni che vanno fino a 330 mm di spessore, a 24 m di lunghezza e a 4.80 m di larghezza.

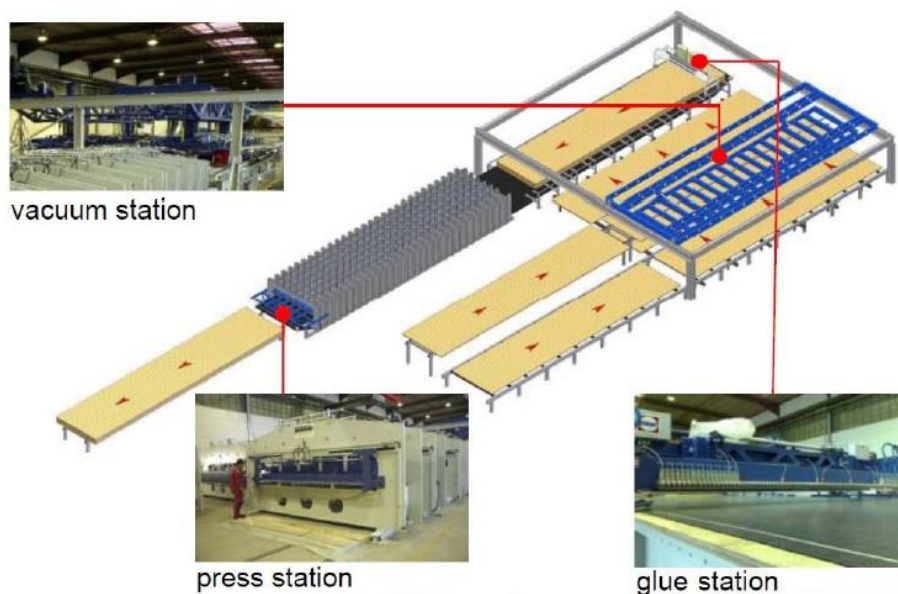


Fig. 1.3 – Produzione pannelli X-lam [3]

1.2.3 Giunti tra elementi

Trattandosi di un sistema costruttivo prefabbricato i vari elementi devono essere uniti tra loro, mediante le connessioni. I vari collegamenti necessari vengono realizzati direttamente attraverso chiodi, viti o tirafondi, oppure indirettamente mediante l'impiego di piccoli profili in acciaio collegati ai pannelli mediante viti o chiodi. Questi sono di due tipologie: hold-down e angolari: i primi, solitamente posizionati alle estremità dei pannelli, hanno una forma ad L con il lato più lungo in posizione verticale e la loro funzione principale è quella di trasmettere le azioni assiali; i secondi, posizionati tipicamente lungo il pannello, hanno sempre forma ad L e la loro funzione invece è quella di trasmettere le azioni taglianti.

Bisogna distinguere almeno tre tipologie di collegamenti:

1. Collegamento tra pannello verticale e pannello orizzontale;
2. Collegamento tra pannelli verticali;
3. Collegamento tra pannelli orizzontali.



Fig. 1.4 – Elementi connessione [5][6]

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

Per quanto riguarda il collegamento tra pannelli verticali e orizzontali bisogna inoltre distinguere in altri tre casi:

- *Collegamenti parete-fondazione*: per questo tipo di collegamenti si possono collegare direttamente i pannelli alla platea di fondazione tramite gli hold-down, collegati attraverso viti o chiodi al legno e barre filettate o tasselli al cemento armato. In alternativa si può interporre tra platea e pannello un cordolo in materiale ligneo più duraturo, oppure profili in alluminio; avendo l'accortezza di collegare a taglio anche il cordolo con il pannello e il cordolo con la platea (Fig. 1.5-a);
- *Collegamento parete-solaio*: anche in questo caso ci sono più di una soluzione, quella maggiormente adottata consiste nell'impiego degli hold-down, come per il collegamento parete-fondazione, posizionati sia superiormente che inferiormente; oppure in alternativa si utilizzano delle piastre passanti che collegano direttamente il pannello superiore a quello inferiore. Infine è possibile realizzare un collegamento diretto, tramite viti, tra il pannello verticale inferiore e quello orizzontale e poi mediante gli hold-down collegare quello orizzontale con quello superiore (Fig. 1.5-b);
- *Collegamento parete-copertura*: questo tipo di collegamento avviene tramite viti, in base alla tipologia di copertura si avrà o uno scanco di alloggiamento nel pannello verticale nel caso che la copertura sia realizzata con travi, oppure se la copertura è realizzata con pannelli si crea lo scanco nel pannello di copertura (Fig. 1.5-c).

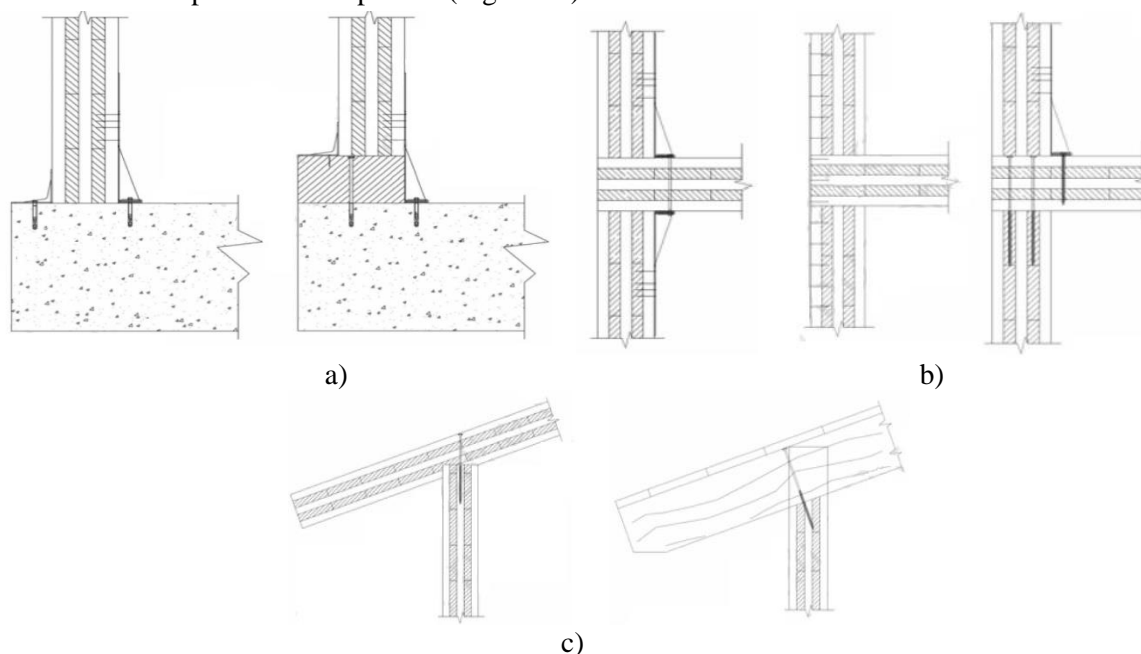


Fig. 1.5 – Collegamenti pannelli verticali-orizzontali [7]

Pure per il collegamento tra pannelli verticali bisogna distinguere tre casi:

- *Collegamento parete-parete continuo*: questo avviene o tramite chiodatura diretta dei pannelli, semplicemente appoggiati o sagomati appositamente, oppure tramite interposizione di un elemento ligneo (Fig. 1.6-a);
- *Collegamento parete-parete d'angolo*: il collegamento avviene o in maniera diretta, quindi con viti auto-foranti, oppure per mezzo di angolari in acciaio chiodati ai due pannelli. Nel caso di collegamento diretto bisogna porre attenzione che la vite sia inserita negli strati con fibre parallele all'asse della vite, altrimenti la resistenza all'estrazione si riduce; in alternativa è

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

possibile inserirle leggermente inclinate in modo da intercettare di sicuro due strati. Sempre nel caso di collegamento diretto è possibile realizzare uno scanco per un miglior alloggiamento dei pannelli, avendo però predisposto un rinforzo per evitare rotture per basse tensioni (Fig. 1.6-b);

- *Collegamento parete-parte incrocio*: quest'ultima tipologia è molto simile a quella precedente, con la sola differenza nella forma del giunto. Come prima si può realizzarlo direttamente tramite viti auto-foranti, con le medesime problematiche, oppure tramite angolari e listelli in legno (Fig. 1.6-c).

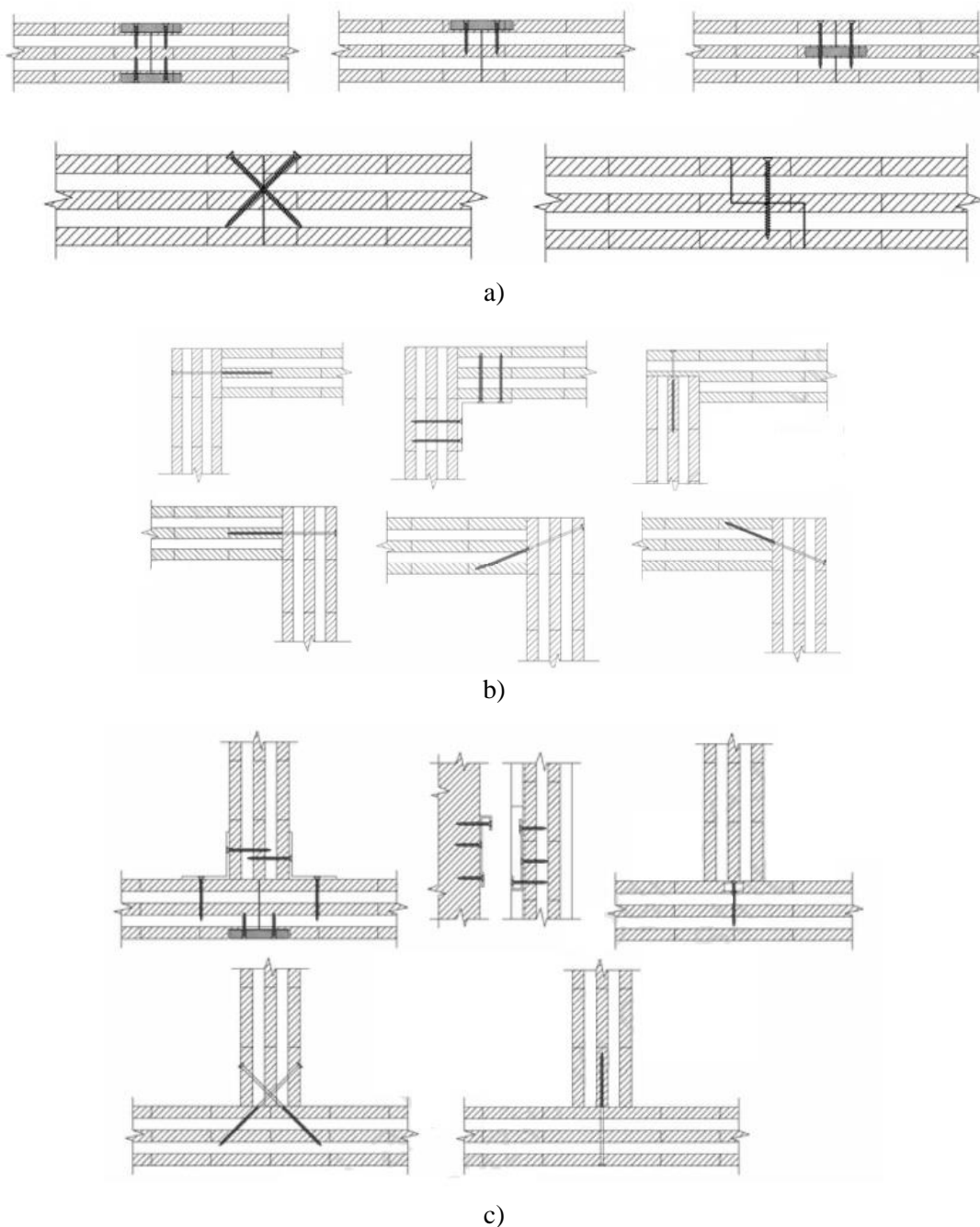


Fig. 1.6 – Collegamenti pannelli verticali [7]

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

Infine il collegamento tra pannelli orizzontali avviene, in maniera del tutto analoga a quella tra elementi verticali, tramite chiodatura diretta.

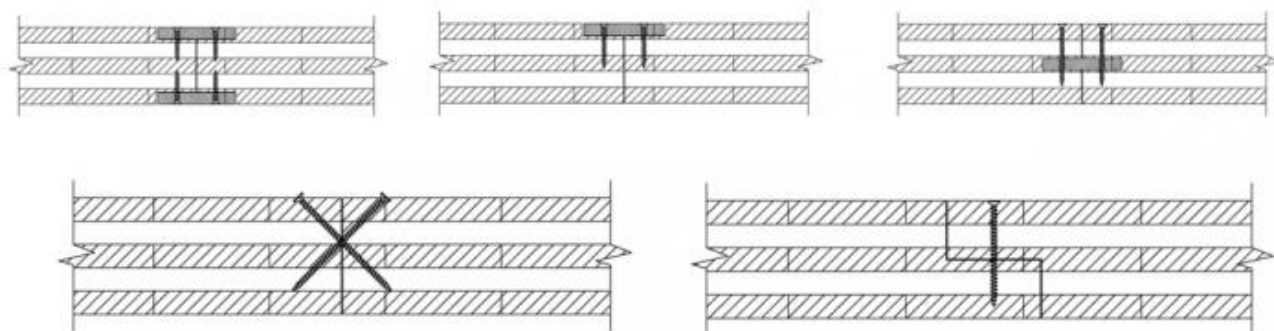


Fig. 1.7 – Collegamento pannelli orizzontali [7]

1.2.4 Normativa di riferimento

Attualmente il sistema X-LAM non è presente né nella normativa italiana, le NTC 2008[8], e nemmeno in quella europea, l'Eurocodice5[9], per questo motivo in fase di progettazione ci si rifà o ai principi di calcolo del legno massiccio e lamellare oppure al benessere tecnico europeo (ETA). In via generale, i vari valori di resistenza di progetto si determinano partendo dal valore di resistenza caratteristica dell'elemento (X_k), corretto da un coefficiente che tiene conto della durata del carico e della classe di servizio (k_{mod}) e infine opportunamente ridotto dal coefficiente di sicurezza del materiale (γ_m), assunto normalmente pari a quello previsto per il legno lamellare incollato.

$$X_d = \frac{X_k k_{mod}}{\gamma_m}$$

L'unico aiuto che la normativa fornisce, basato sull'annesso B dell'Eurocodice5[9], è il modello di calcolo da utilizzare per la verifica a flessione del pannello sollecitato fuori dal proprio piano; tale metodo, chiamato γ -Method, è stato originariamente ideato nel 1955 dal prof. Karl Möhler per travi connesse con connettori meccanici di rigidità uniforme disposta a passo costante e in cui vengono considerati solo gli strati che agiscono nella direzione del carico.

Anche per quanto riguarda la parte di progettazione sismica la normativa non è di grosso aiuto, sia quella italiana che quella europea, che di fatto sono la stessa cosa essendo quella nazionale la semplice trascrizione di quella europea; gli unici aspetti generali da rispettare, come riportato al §7.7.1[8], sono:

“Le zone dissipative debbono essere localizzate nei collegamenti; le membrature lignee debbono essere considerate a comportamento elastico [...] Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico - scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o su parte di essa, [...]”

Tutto ciò concorda con quanto già detto nei paragrafi precedenti in riferimento alla natura elastico-fragile del legno ed è quindi necessario, ai fini della progettazione sismica, conferire duttilità alla struttura; l'unica alternativa possibile è quella di agire sulle connessioni e far compiere ad essi l'azione dissipativa.

Un altro aspetto che le varie normative non hanno ancora adeguato al nuovo sistema costruttivo, forse anche in mancanza dei dati e delle conoscenze necessarie del X-lam, riguarda il fattore di struttura da adottare nelle analisi sismiche. Dato che all'interno della normativa non si fa nessun riferimento diretto al X-

lam, dobbiamo utilizzare i parametri da adottare per i sistemi che più si avvicinano al concetto di CLT e quindi prendere il fattore di struttura q_0 pari a 2, cioè il fattore per “*Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni, [...]*”. Studi scientifici [10] hanno dimostrato che il fattore di struttura è caratterizzato da molteplici aspetti:

1. *Regolarità*: sia in pianta che in altezza, in quanto entrambe influenzano la distribuzione e la trasmissione delle forze orizzontali;
2. *Numero di piani*: il numero di connessioni alla base delle pareti aumenta con il numero di piani;
3. *Numero di giunti verticali*: incide sulla duttilità e sullo spostamento della struttura;
4. *Snellezza*: in base ad essa varia la tipologia di rottura della struttura;
5. *Progetto delle connessioni*: la sovraresistenza ne previene la rottura, ma modifica il sistema di rottura globale.

1.2.5 Le caratteristiche del legno

Inizialmente il legno utilizzato in campo strutturale era quello massiccio, cioè si traeva dalla parte centrale del tronco, quella più “nobile” e con minor presenza d’imperfezioni, la sezione necessaria per l’elemento e si scartava tutta la parte rimanente. Tutto questo, accettabile inizialmente in quanto materiale poco utilizzato e poco richiesto, dovette essere abbandonato quando la richiesta cominciò ed essere rilevante. Si passò quindi al legno lamellare, cioè elementi strutturali composti da più strati di lamelle incollati tra loro fino al raggiungimento dello spessore richiesto. Le lamelle si possono ricavare, e qui sta anche il motivo del suo maggior uso, sia direttamente dalla lavorazione del tronco d’albero e sia dal materiale di “scarto” nella realizzazione di elementi in legno massiccio; questo maggior sfruttamento della risorsa si può notare dalla Fig. 1.8, infatti le lamelle evidenziate in giallo originariamente non venivano utilizzate e il materiale veniva considerato di scarto.

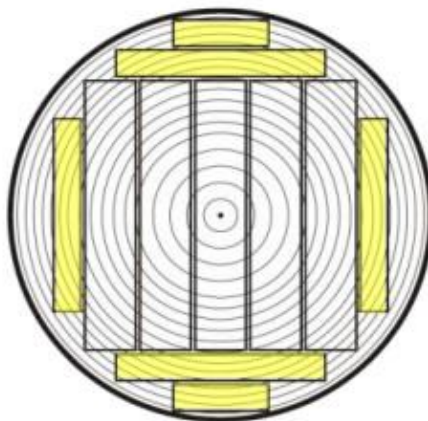


Fig. 1.8 – Sfruttamento tronco per la produzione di legno lamellare [2]

Per completezza, in questa parte del capitolo si esporranno brevemente le caratteristiche di resistenza del legno, in modo da capirne meglio il comportamento strutturale. Il legno è un materiale anisotropo, cioè la sua resistenza non è uguale in tutte le direzioni, questo comporta non poche complicazioni in fase di progetto. L’anisotropia del legno è dovuta alla struttura molecolare delle sue cellule, composte da pareti con funzioni portanti e da lume cellulare nella parte interna; potremmo paragonarla ad una sezione tubolare.

Questa particolare caratteristica del legno, porta a dover considerare tre direzioni fondamentali:

1. Direzione *longitudinale* (L): ovvero quella normale alla sezione;
2. Direzione *tangenziale* (T): ovvero quella tangente all'anello di accrescimento;
3. Direzione *radiale* (R): ovvero quella normale alle due precedenti.

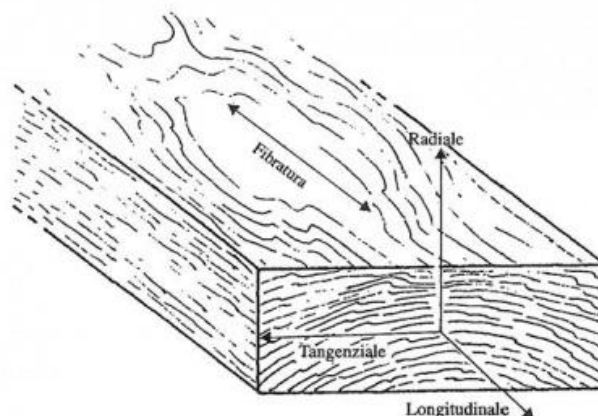


Fig. 1.9 – Direzioni principali [4]

Le proprietà meccaniche migliori si hanno lungo la direzione longitudinale, dato che la maggior parte delle sollecitazioni che la pianta deve sostenere sono lungo tale direzione.

Oltre al problema dell'anisotropia del legno, vi sono anche altri aspetti di cui tenere conto: uno di questi è sicuramente la sua non omogeneità. Esso presenta al suo interno, dovuti alla crescita della pianta, nodi, deviazioni localizzate delle fibre e ulteriori difetti che ne incidono le caratteristiche, di cui i modelli di calcolo non tengono conto. Bisogna tener conto inoltre anche dell'umidità e della temperatura, fattori che vanno ad incidere sia sulla capacità deformativa del materiale e sia sulla sua resistenza; oltre al fattore di carico: la sua velocità di applicazione, la durata, la periodicità e l'alternanza.

Resistenza a trazione

Per quanto riguarda la resistenza a trazione, ci si imbatte subito sul problema di riuscire ad applicare lo sforzo, in quanto non è possibile una trasmissione diretta dello sforzo all'elemento da sollecitare. Si ovvia a tale problema attraverso l'uso di incastri, bulloni, chiodi, viti o colla, a prescindere dal collegamento realizzato, in prossimità di quest'ultimo si svilupperanno delle sollecitazioni diverse da quelle di pura trazione, a volte più determinanti rispetto alla trazione in se.

La resistenza a trazione nella direzione longitudinale è generalmente doppia rispetto a quella di compressione, però è considerevolmente influenzata dalla presenza dei vari difetti presenti nel legno. La presenza di nodi, fessurazioni e variazioni di accrescimento comportano una diminuzione notevole del valore ultimo di resistenza. Se si valuta la resistenza in direzione perpendicolare alle fibre, si ricava innanzitutto un valore inferiore di resistenza, come giusto che sia, rispetto a quello nella direzione longitudinale e che la rottura avviene per spaccamento. Il legame costitutivo per questa sollecitazione è di tipo lineare fino alla rottura, a causa di ciò il legno viene considerato come un materiale elasto-fragile. Nella pratica progettuale solitamente, fatta eccezione per alcuni casi particolari, si trascura la resistenza perpendicolare alle fibre.

Resistenza a compressione

Anche in questo caso è da considerare separatamente la resistenza in direzione parallela alle fibre da quella perpendicolare. La prima è caratterizzata da un tratto elastico rettilineo iniziale, per poi passare ad un breve tratto visco-plastico in cui nascono delle deformazioni ritardate che si sommano a quelle di pura

elasticità e in cui si raggiunge il massimo valore di tensione. Considerando invece la direzione ortogonale alle fibre si hanno valori di rottura molto inferiori, che risentono molto del tipo di legno e che sono di circa un quinto rispetto a quelli in direzione parallela.

La resistenza massima nella direzione perpendicolare non si raggiunge per rottura del materiale, ma per il raggiungimento di grandi deformazioni in campo plastico. Per avere la piena resistenza del materiale, il carico dovrebbe essere applicato in direzione tangenziale agli anelli di accrescimento, mentre se si applica in direzione radiale si raggiunge mediamente l'80% della resistenza massima. Anche in questo caso, come per la trazione, nella pratica progettuale si trascura la resistenza in direzione ortogonale.

Resistenza a taglio

La resistenza a taglio è da considerare in base alla direzione in cui agisce, con riferimento non alla direzione delle fibre come per gli sforzi assiali, ma rispetto al piano dell'elemento: nel piano dell'elemento (funzione a lastra) oppure fuori dal piano (funzione a piastra).

Per quanto riguarda il caso di sollecitazione fuori dal piano, bisogna tenere in considerazione le diverse caratteristiche dei vari strati; negli strati trasversali la rottura avviene per raggiungimento della tensione massima a trazione ortogonale alle fibre nella direzione principale, inclinata di 45° rispetto all'asse dell'elemento considerato. In questo caso si parla di taglio trasversale, indicato in letteratura con l'indice "r", dall'inglese "rolling shear" su ispirazione del fenomeno di collasso.

Invece nel caso di sollecitazione nel piano, si fa riferimento a due meccanismi resistenti e da verificare separatamente:

- rottura a taglio delle tavole lungo la superficie di contatto;
- rottura a taglio nella superficie incollata.

Tenendo conto di questi due modalità di rottura, si va a determinare la resistenza dei due meccanismi per poi confrontarli tra loro ed valutare quale dei due è quello più debole. Una volta determinato, lo si usa come valore di resistenza a taglio da confrontare con il taglio agente sull'elemento.

Resistenza a rifollamento

Durante la discussione sulla resistenza a trazione, si è introdotto il problema della presenza di elementi di connessione, a tal proposito bisogna accennare alla resistenza al rifollamento che il legno sviluppa in presenza dei fori per i collegamenti.

Innanzitutto la resistenza a rifollamento è lo stato limite di sforzo che il legno raggiunge quando le fibre legnose vengono schiacciate localmente per effetto del carico concentrato del connettore sulla parete del foro. Tale resistenza può variare sensibilmente in funzione della massa volumetrica del legno (come già accennato durante la trattazione della resistenza a compressione perpendicolare), al diametro del connettore e alla classe di resistenza dell'acciaio utilizzato. La normativa, precisamente UNI EN 1995-1-1 [9], riporta due formule empiriche per la valutazione della resistenza a rifollamento: una per i chiodi e una per spinotti o bulloni, tali relazioni dipendono dai parametri sopracitati: massa volumetrica, diametro e resistenza caratteristica dei connettori.

Tale resistenza è molto importante perché, unita all'entrata in campo plastico dei connettori, permettono alla struttura quella duttilità e capacità dissipativa necessarie per garantire una buona risposta alle forze cicliche con rapida inversione di direzione, qual è il sisma.

1.3 Progettazione e problematiche degli angolari e degli hold-down

1.3.1 Tipologia e sollecitazioni connessioni

Gli elementi di connessione, hold-down e angolari, vengono fissati ai pannelli di X-lam o agli altri elementi da collegare mediante viti (a), chiodi (b) o tirafondi (c) di varie tipologie e dimensioni, come mostrato in Fig. 1.10.

Come precedentemente detto, ogni elemento assolve una funzione diversa all'interno del sistema: gli hold-down hanno lo scopo di trasmettere ai piani inferiori gli sforzi verticali e gli angolari invece la funzione di assorbimento dei carichi orizzontali presenti. In particolare i primi resistono alla sforzo Normale di compressione che si genera dalla presenza dei carichi superiori e che devono giungere fino alla fondazione, inoltre devono anche essere in grado di sviluppare il momento stabilizzante che equilibra quello ribaltante dovuto alla forza orizzontale eccentrica rispetto al punto di rotazione. I secondi invece devono resistere alla sollecitazione Tagliante generata dal carico orizzontale, tutto ciò è chiarito dalla Fig. 1.11. In questa si trovano in sommità le azioni sollecitanti: carichi verticali derivanti dagli elementi sovrastanti (N), il carico orizzontale (F) e il momento ribaltante che nasce da quest'ultima (M); in corrispondenza degli elementi di connessione si trovano le rispettive reazioni: quelle per gli hold-down (F_t e F_c) nell'ipotesi che la componente di trazione del momento stabilizzante sia tale annullare la compressione generata dallo sforzo normale (in caso contrario si avrebbe una reazione di compressione, minore di quell'altro elemento) e per gli angolari la sola resistenza (R_v) alla forza orizzontale.

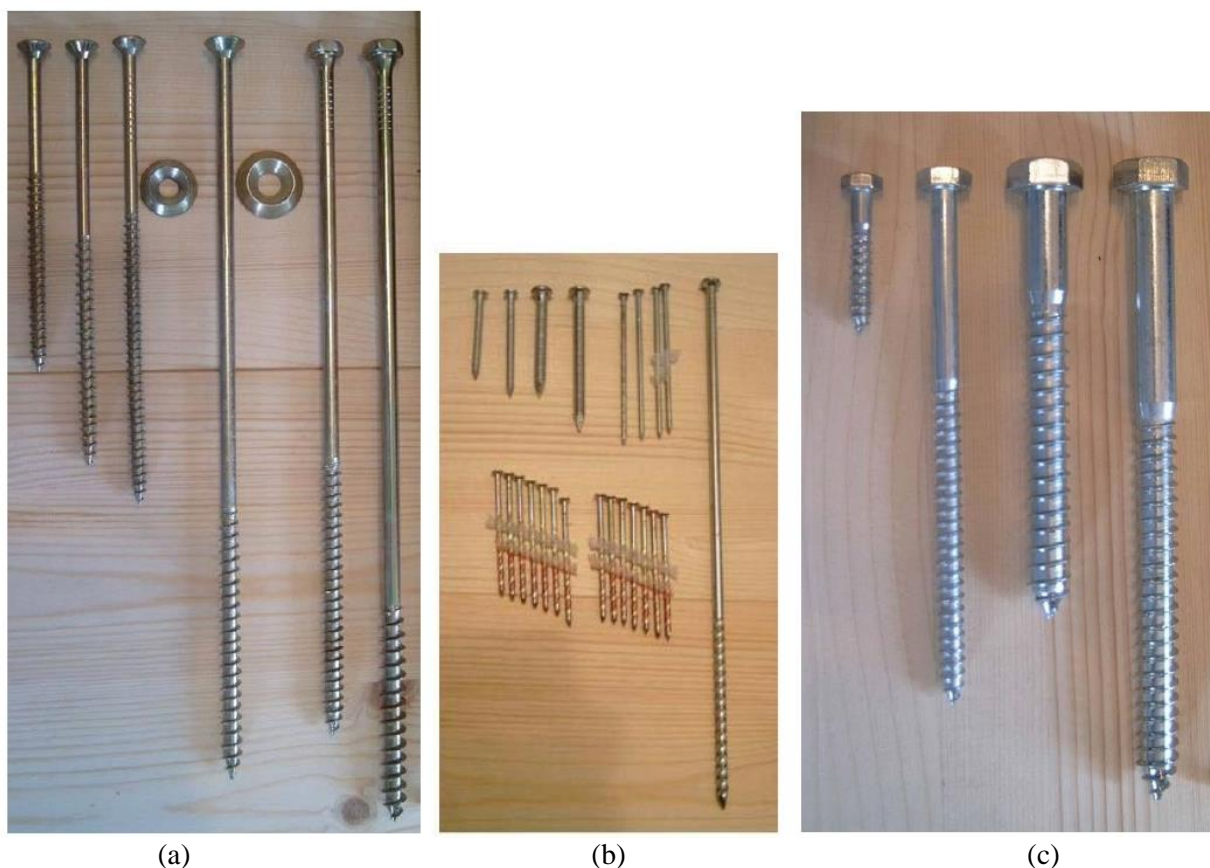


Fig. 1.10 – Tipologia di mezzi di connessione: viti (a), chiodi (b) e tirafondi (c) [11]

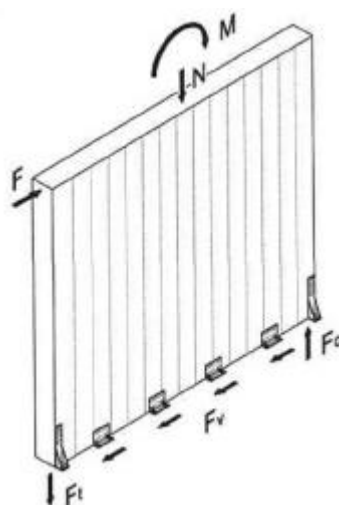


Fig. 1.11 – Sollecitazioni agenti su una parete [12]

Si ha quindi che per un carico orizzontale nascono due tipologie di sollecitazione, una forza ed un momento; questo comporta due diverse deformazioni della parete che saranno prese in maggior considerazione nelle fasi successive dell'elaborato. Il primo dei due, dovuto all'azione del momento, è chiamato "Rocking" e si tratta sostanzialmente della rotazione della parete rispetto al punto di contatto opposto rispetto al punto di applicazione della forza (Fig. 1.12-a); il secondo invece è denominato "Sliding" ed è la traslazione orizzontale della parete (Fig. 1.12-b).

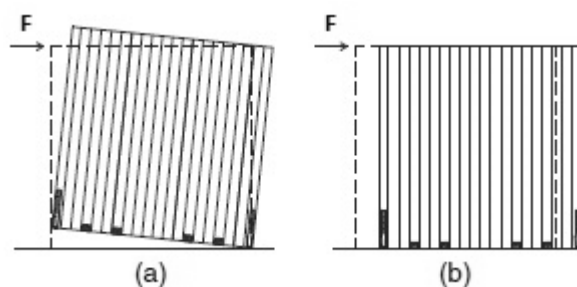


Fig. 1.12 – Effetto rocking (a) e sliding (b) [13]

In base a quale dei due effetti deformativi domina, si possono avere pareti con comportamento a Rocking se a dominare è la prima tipologia, con comportamento a Sliding nel caso sia dominante il secondo e infine un comportamento Rocking-Sliding nel caso non ce ne sia una dominante.

1.3.2 Resistenza delle connessioni

Attualmente è abitudine utilizzare la teoria di Johansen per determinare la capacità portante del giunto, Secondo essa vi sono tre modi di rottura del collegamento:

- I. Rottura per rifollamento di una delle parti in legno connesse;
- II. Rottura per rifollamento di una delle parti lignee connesse con contemporaneo snervamento del perno metallico e formazione di una cerniera plastica;
- III. Rottura per rifollamento di una delle parti lignee connesse con contemporaneo snervamento del perno metallico e formazione di più cerniere plastiche.

Un'estensione della teoria di Johansen introduce inoltre nei modi II e III l'effetto fune, ciò accade quando il mezzo di unione metallico inclinandosi va in trazione e per questo schiaccia tra loro gli elementi uniti, ne

nasce quindi una componente di resistenza ulteriore data dall'attrito che si crea tra i due elementi. Questo contributo è limitato ad una percentuale della capacità portante secondo Johansen e si ricava dalla capacità assiale dei mezzi di unione a gambo cilindrico.

Inoltre nel caso di collegamenti legno-acciaio dobbiamo anche tener conto dello spessore dell'elemento metallico, questo perché in base ad esso la teoria di Johansen, e di conseguenza la sua estensione, indica formule diverse per il calcolo della capacità portante. Si possono avere quindi varie tipologie di giunti acciaio-legno, ad uno o due piani di taglio e a spessore della piastra sottile o grosso, e ognuno con i relativi modi di rottura.

Una volta determinata la capacità portante del giunto scelto, è necessario determinare il numero di chiodi o viti necessari per ogni hold-down e angolare. È una procedura iterativa in quanto in base alla quantità di chiodi (o viti) cambia la rigidezza della connessione e con essa la quota parte di sollecitazione che agisce sull'elemento. Quindi si ipotizza un primo numero di chiodi (o viti) per tutti gli elementi, si esegue l'analisi scelta e si determinano le sollecitazioni agenti. Se queste risultano minori delle capacità portanti delle connessioni la procedura è finita e il numero ipotizzato di chiodi (o viti) è corretto; altrimenti si aggiustano i numeri dei chiodi (o viti) in modo che soddisfino la verifica e si ripete la procedura.

1.3.3 Problematiche relative alle connessioni

Nel corso degli ultimi anni con l'aumento dell'uso del legno come materiale da costruzione e la nascita del sistema X-lam, sono stati svolti molteplici lavori di analisi delle connessioni. Di seguito verranno citati alcuni di essi, solamente allo scopo di esporre le problematiche e gli effetti degli elementi di connessione sul comportamento delle pareti.

Uno studio sugli effetti della presenza di un carico distribuito uniformemente in sommità e della diversità dei giunti verticali è stato svolto da Gavric, Fraciacome e Ceccotti [13]; mediante un telaio che riproducesse l'azione sismica sulla parete e utilizzando varie pareti di diverse caratteristiche sono andati ad analizzare questo aspetto degli elementi di connessione. Come si può notare dalla Fig. 1.13, il test è stato svolto utilizzando un telaio in acciaio molto rigido, in modo tale da non interferire con l'applicazione delle sollecitazioni alla parete, la quale viene posta all'interno e mediante dei martinetti subisce sia un carico distribuito in sommità (rappresentante il peso degli elementi sovrastati) e sia un carico orizzontale (raffigurante l'azione sismica). Ovviamente sono stati posizionati, nei punti d'interesse, degli strumenti di misurazione, atti a rilevare i dati necessari per il test e per lo studio del comportamento; essi, indicati nella figura con CH e numero progressivo, sono riportati e spiegati nella Tabella 1.1.

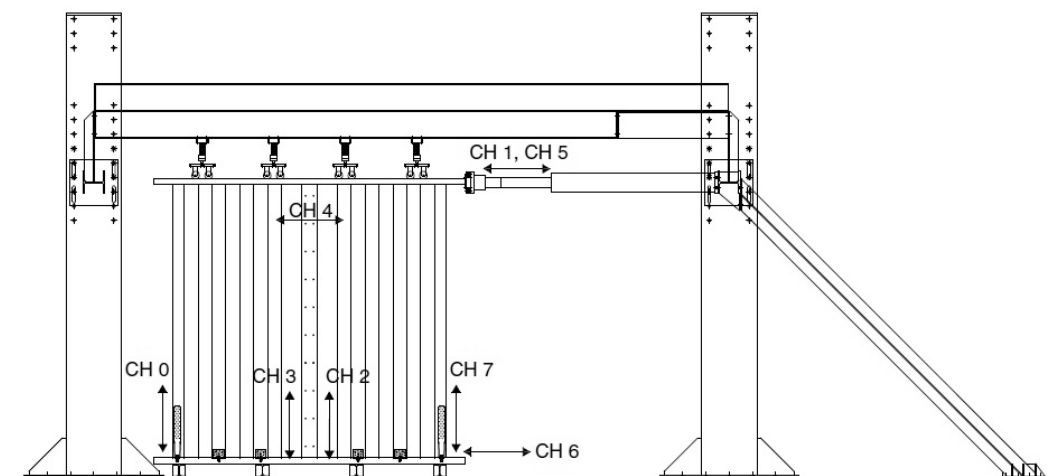


Fig. 1.13 – Telaio riproduzione azione sismica [13]

Rilevatore	Descrizione della misurazione
CH 0	Spostamento verticale angolo sinistro
CH 1	Spostamento in sommità imposto
CH 2	Innalzamento centrale, parete destra
CH 3	Innalzamento centrale, parete sinistra
CH 4	Allontanamento relativo tra pannello CLT e profilo in acciaio
CH 5	Cella di carico
CH 6	Sliding della parete
CH 7	Spostamento verticale angolo destro

Tabella 1.1 – Descrizione strumenti di misurazione

Senza entrare troppo nel merito del test, verranno riportati solamente alcuni risultati rilevanti. È emerso come la presenza del carico distribuito superiormente sia di grande importanza, infatti le pareti prive di tale carico risultano avere sforzi e spostamenti minori sia a snervamento che a rottura. Inoltre anche il posizionamento delle viti nella parte bassa del hold-down contribuisce a dare una maggior duttilità alla pareti; bisogna quindi porre attenzione anche a questo aspetto in fase di progettazione.

Sono stati eseguiti anche dei test che pongono maggior attenzione al comportamento specifico delle connessioni piuttosto che alla parete nel complesso. Tra questi si citano quelli svolti sempre da Gavric, Fraciacome e Ceccotti [14] e da Popovski, Schneider e Schweinsteiger [15] da cui è possibile comprendere meglio e con maggior chiarezza il problema del pinching nelle connessioni. Questo è il principale problema degli hold-down e degli angoli, consiste nello schiacciamento del grafico forza-spostamento in prossimità dell'asse delle x e che avviene in fase di scarico della sollecitazione. Tutto ciò comporta una riduzione dell'energia dissipata dal sistema, essendo essa determinabile dall'area del grafico.

In una delle sue pubblicazioni [10], il Professor Scotta ha dimostrato come il fattore di struttura indicato dalla normativa [8] è sì corretto, ma solo nel raro caso di pareti tozze, ad un piano e senza giunti verticali; anzi per questa tipologia, il valore 2 al fattore struttura sarebbe anche elevato. Dallo studio di 24 pareti con caratteristiche diverse tra loro, è emerso come per pareti giuntate verticalmente a più piani il fattore di struttura arriva anche ad assumere valori pari a 4 e 5; mentre nel caso di pareti tozze si ha un valore medio di circa 2, ma con minimi anche di 1.9.

1.4 Nuova staffa dissipativa X-bracket

1.4.1 Geometria della staffa

Ideata dal Professor Roberto Scotta e dal suo team di ricerca e attualmente in fase di studio e ottimizzazione da parte degli stessi presso l'Università degli Studi di Padova, la quale ne detiene il brevetto, la staffa X-bracket si prospetta di risolvere i problemi relativi agli hold-down e agli angolari. Per maggiori chiarimenti non specificati o non totalmente chiariti in questa breve esposizione del lavoro svolto dai medesimi, si rimanda alla relativa pubblicazione [16].

Data la sua alta duttilità prima della rottura e un ridotto effetto pinching, tali staffe sono adatte alla sostituzione degli hold-down e degli angolari per tutti gli utilizzi di quest'ultimi, cioè sia per il collegamento

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

alle fondazioni, mediante cordolo di collegamento, sia tra pannelli e pannelli. La Fig. 1.14 mostra le possibilità di disposizione delle staffe nelle pareti (a), posizionate sia per i pannelli tra piani diversi e sia per quelli dello stesso piano; abbiamo poi un esempio di collegamento pannello fondazione (b) e pannello-pannello (c).

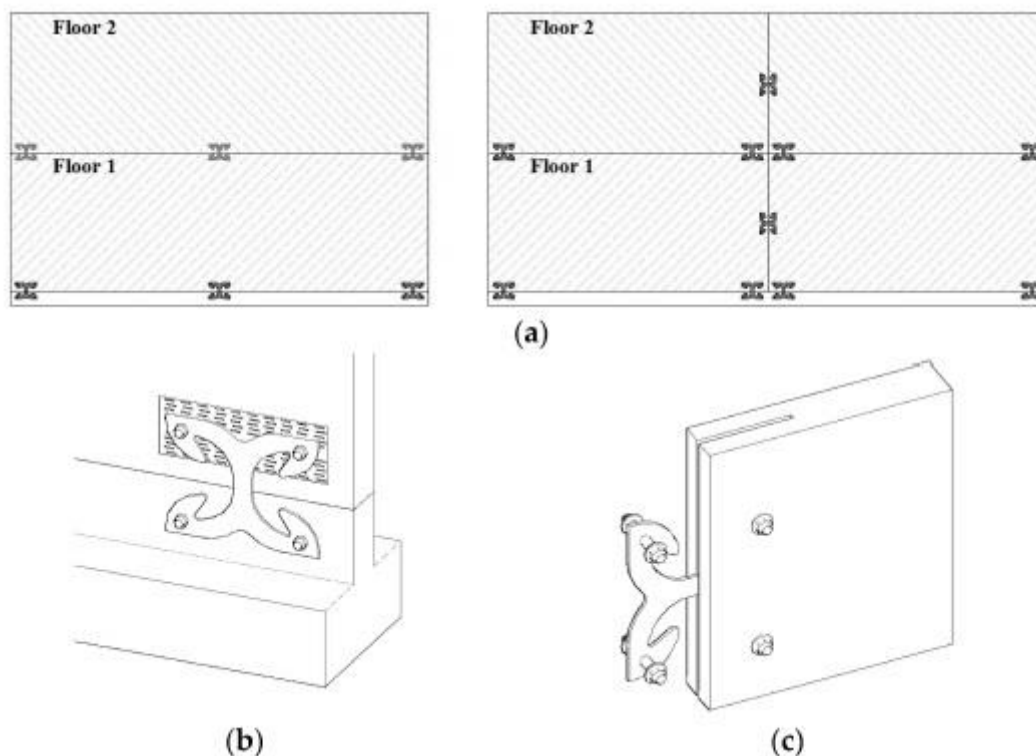


Fig. 1.14 – Disposizione delle staffe [16]

Il collegamento tra pannelli in verticale e tra pannello e fondazione avviene utilizzando due staffe X-brackets, poste una per ogni lato della parete e collegate tra loro mediante un bullone passante o uno spinotto nel pannello preforato. Questi elementi sono posizionati nei 4 fori presenti nelle 4 braccia della staffa. Per la connessione tra pannelli allineati orizzontalmente viene realizzata una fessura dello stesso spessore della staffa e poi essa viene fissata sempre mediante 4 bulloni passanti o 4 spinotti al pannello, in questo caso però la staffa è una soltanto.

La staffa ha una forma ad 'X' a bracci incurvati, la versione attuale, le cui dimensioni sono riportate in Tabella 1.2 e riferite alla Fig. 1.15, ha attraversato fasi di progettazione, studio, sperimentazioni e test.

Parametro	Dimensione (mm)	Parametro	Dimensione (mm)
a	303	d	32
b	233	e	33
c	35	f	26,5

Tabella 1.2 – Riassunto delle principali dimensioni della staffa

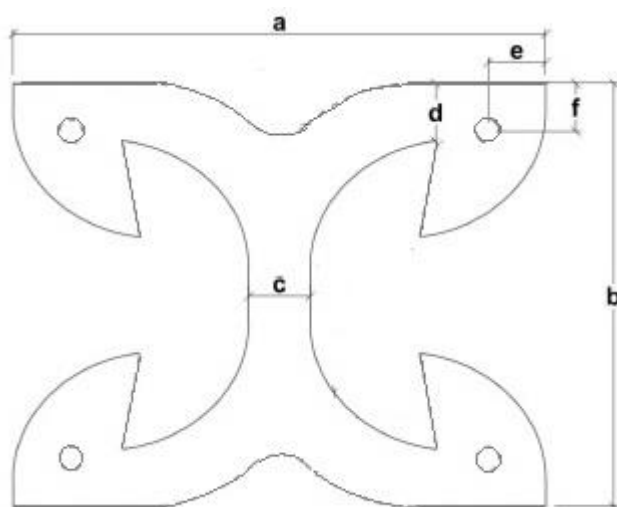


Fig. 1.15 – Geometria della staffa [16]

Questo ha permesso di volta in volta di migliorare tutti i problemi che vi si presentavano, come ad esempio la forma a spigolo vivo nel raccordo centrale dei bracci che si sono dimostrati, dopo i primi test, punti di inizio propagazione delle cricche. Per rimediare a ciò si è pensato di raccordare con tratti di circonferenza tale spigolo. Come si può notare dalla Fig. 1.16, la geometria della staffa non è proprio così semplice, anzi prevede molte variabili per la sua corretta realizzazione, le quali sono elencate in Tabella 1.3.

R1	Raggio maggiore ellisse di raccordo bracci
R2	Raggio minore ellisse di raccordo bracci
R3	Raggio di raccordo tra i due bracci
R4	Raggio di raccordo in prossimità dei fori
R5	Raggio del foro
R6	Raggio del braccio

Tabella 1.3 – Raggi di raccordo

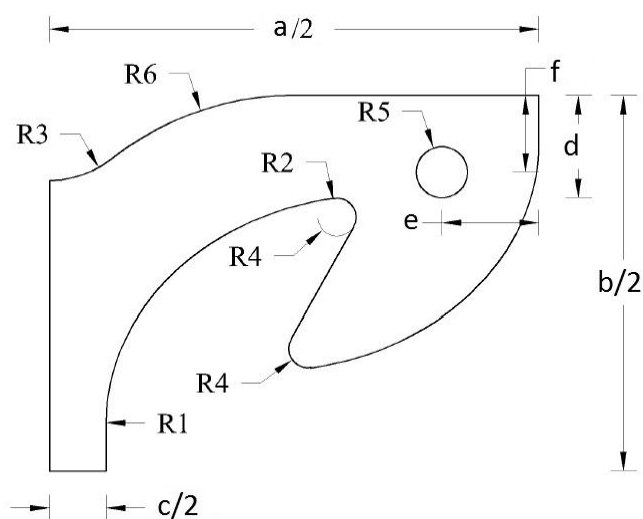


Fig. 1.16 – Dettagli caratteristiche braccio della staffa [11]

Sia per tale motivo e anche per evitare sprechi di materiale, scarti durante la lavorazione e ridurre i costi in fase di produzione le staffe sono state progettate in modo tale da potersi incastrare tra di loro negli spazi vuoti, ricavando così il massimo numero possibile di staffe. Questo concetto è facilmente intuibile dalla Fig. 1.17, la quale mostra il numero di staffe ricavabili e il ridotto materiale di scarto.

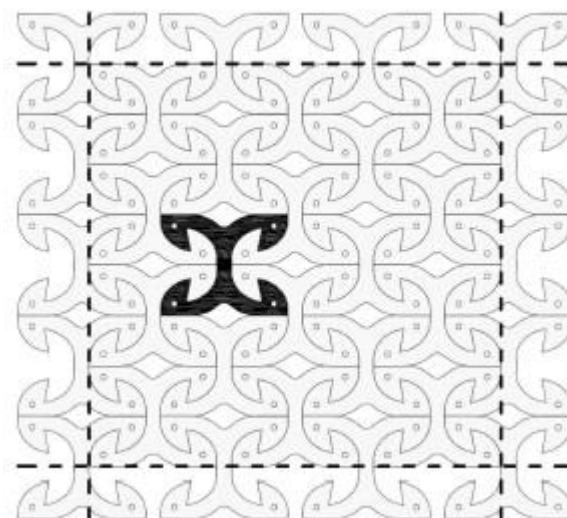


Fig. 1.17 – Ottimizzazione del materiale [16]

1.4.2 Test sulla staffa svolti in laboratorio

Dopo la fase di progettazione e ottimizzazione, la staffa è stata oggetto di test sperimentali sia a trazione pura sia a taglio puro; in questo modo è stato possibile realizzare un confronto tra i dati derivanti dall'esperienza in laboratorio e quelli risultanti dalla modellazione numerica. I valori risultanti, una volta confermati, sono diventati dati di input per i vari studi e modellazione realizzati successivamente; inoltre si sono voluti vedere i comportamenti risultanti dalle due sollecitazioni, considerando che la destinazione finale sarà quella di sostituzione degli hold-down e degli angolari e che quindi non si comportasse in maniera peggiore di quest'ultimi. Le prove sono state svolte presso il Laboratorio di Costruzioni e dei Materiali al Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale dell'Università di Padova, nel rispetto della EN 12512 [17] e sono stati realizzati 3 test a trazione e 3 a compressione, per un totale, considerando che per ogni test sono state utilizzate 2 staffe, di 12 staffe testate. La scelta di utilizzare due staffe per test è data dall'esigenza di far assomigliare il test alla realtà, nella quale ogni collegamento è realizzato da due staffe con la parete posizionata nel mezzo. Il test è stato svolto mediante l'utilizzo di un telaio di contrasto in cui viene posizionata alla base la staffa e in sommità, mediante un martinetto idraulico, viene applicato il carico; il quale in funzione della disposizione delle staffe esercita uno sforzo di trazione (Fig. 1.18-a) o di taglio (Fig. 1.18-b).

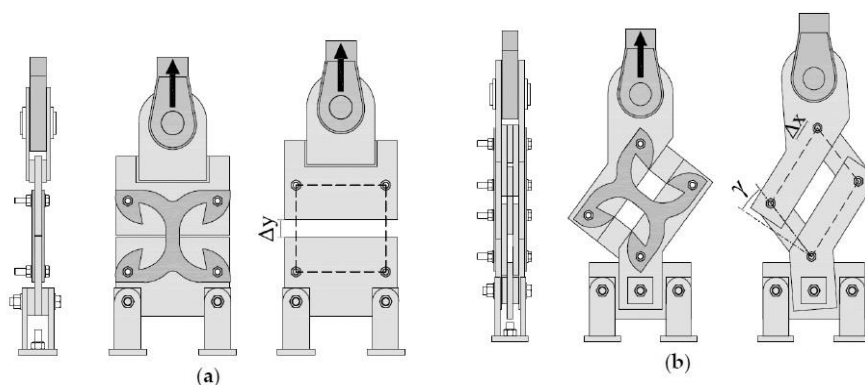


Fig. 1.18 – Macchinario test sulle staffe [16]

In Fig. 1.19 sono riportate due fotografie realizzate a test finiti. Andando a confrontare la conformazione deformata risultante dalla modellazione numerica, riportata in Fig. 1.20, con le immagini

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

reali della Fig. 1.20, si può notare come, almeno a livello visivo, i due modelli si comportino alla stessa maniera. Inoltre nella Fig. 1.20 è ulteriormente possibile notare la distribuzione e l'andamento delle tensioni all'interno della staffa per entrambe le tipologie di test.

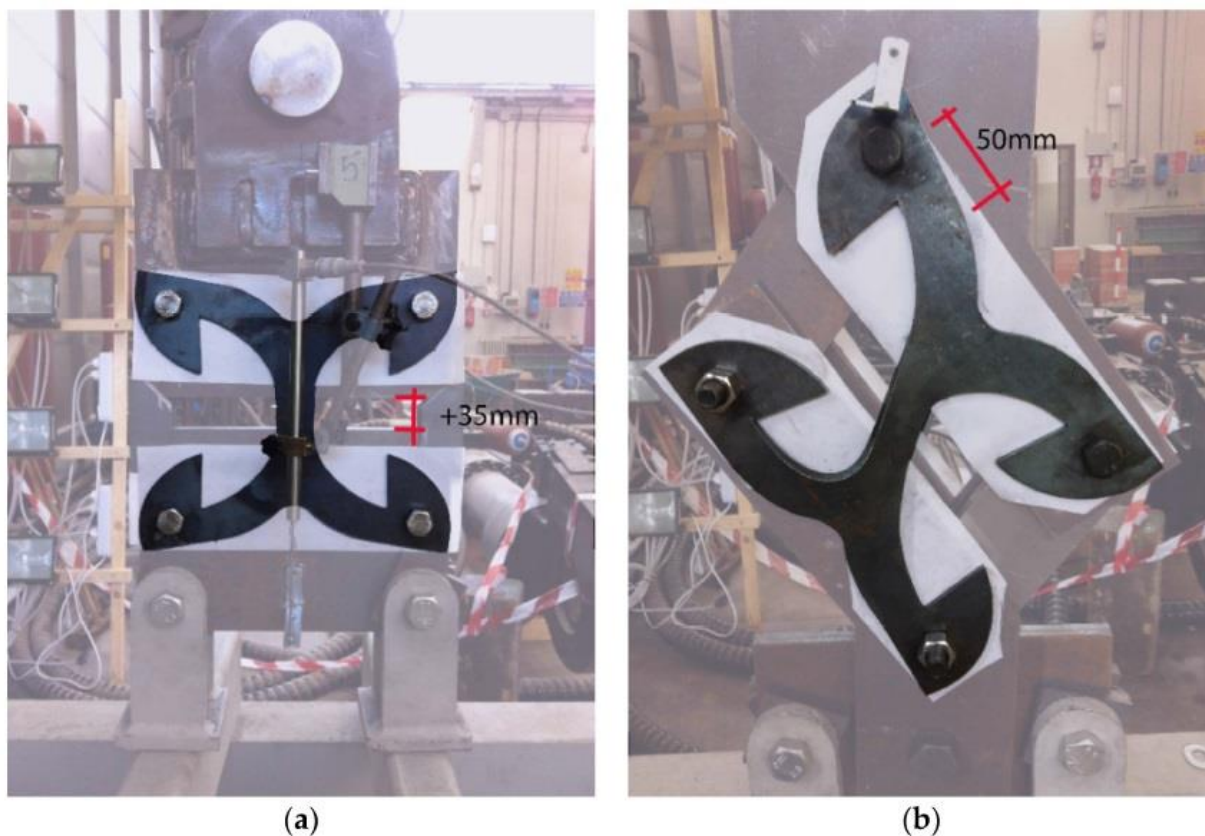


Fig. 1.19 – Test di laboratorio: (a) trazione, (b) taglio [16]

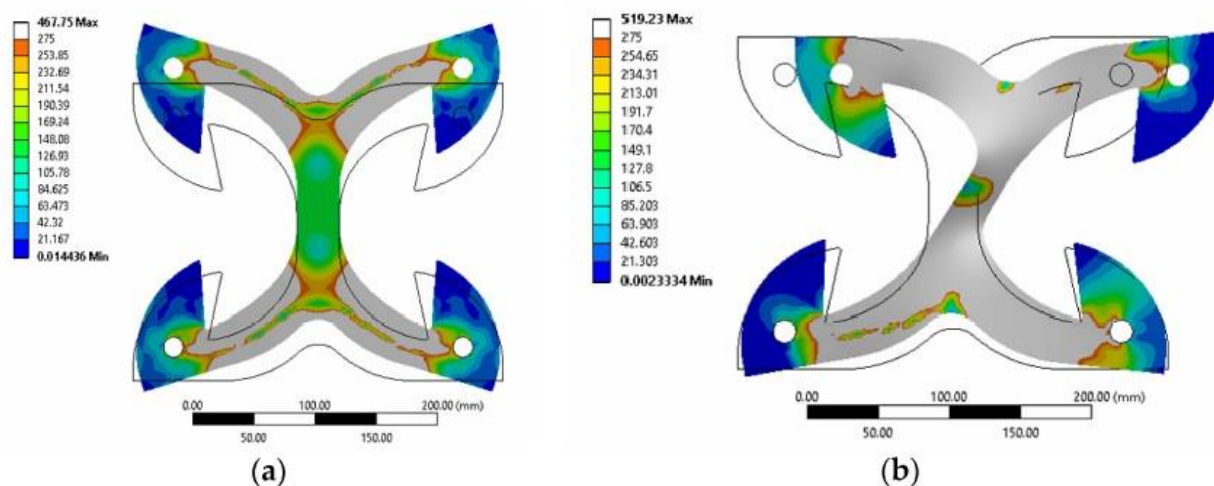


Fig. 1.20 – Tensioni e deformazione secondo il modello numerico, per trazione (a) e per taglio (b) [16]

Sono state realizzate, sia in laboratorio che tramite il modello numerico, delle analisi cicliche della staffa per le due tipologie di carico (trazione-taglio). Nella Fig. 1.21 vengono riportati e confrontati i dati risultanti dai test e dalla modellazione sotto forma di grafici; nei quali nell'asse x sono stati inseriti gli spostamenti in mm e nell'asse y la forza applicata in kN. Nei grafici sono stati inseriti i dati relativi alla

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

modellazione numerica mediante una linea tratteggiata e quelli relativi ai 3 test mediante linee continue con colori differenti. Il grafico a sinistra riporta la prova a trazione, si può notare come i 3 test tra di loro siano molto simili e vi è inoltre una buona somiglianza anche con la modellazione numerica. Invece il grafico a destra riporta la prova a taglio, in cui la somiglianza tra i vari test rimane quasi coincidente, mentre il confronto con la modellazione numerica risulta leggermente differente.

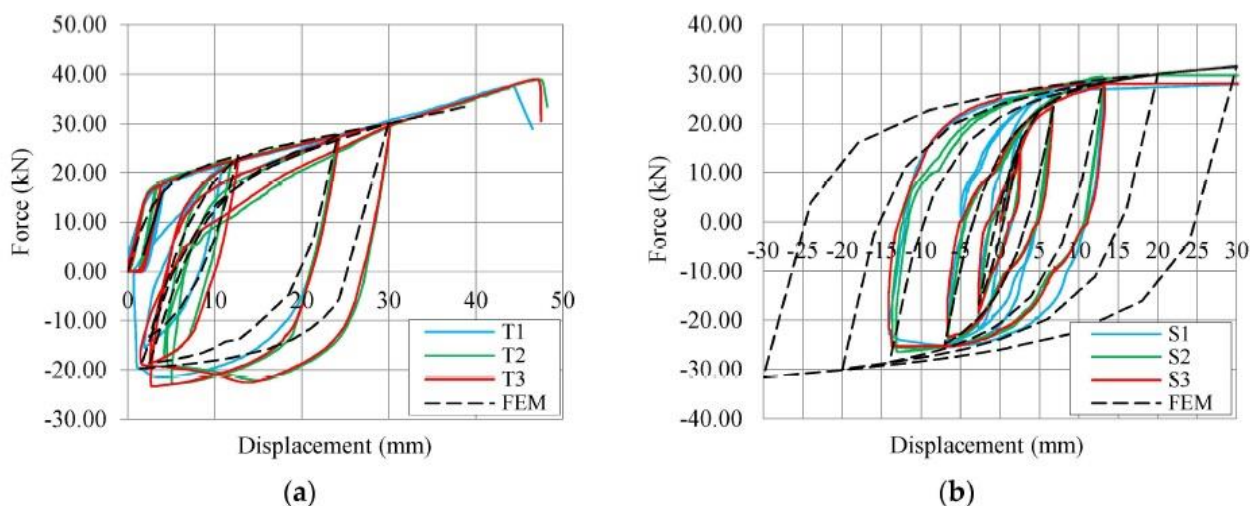


Fig. 1.21 – Comportamento ciclico sforzo-spostamento, per trazione (a) e per taglio (b) [16]

Un altro aspetto importante che risulta rispettato dalla modellazione numerica è l'instabilità a taglio "dell'anima" della staffa. Nonostante l'assenza di precisi dati che lo confermino, se confrontiamo la configurazione deformata finale derivante dai test sperimentali con quella della modellazione numerica, ci si accorge come a livello qualitativo le due cose coincidono. Affermazione verificabile attraverso la Fig. 1.22.

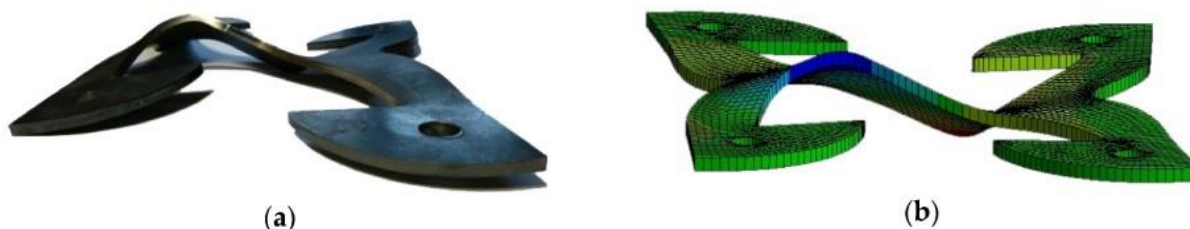


Fig. 1.22 – Confronto deformata per instabilità a taglio dell'anima [16]

Dai vari test svolti è stato possibile ricavare alcuni dati riguardanti le staffe X-brackets molto importanti per la realizzazione di questo elaborato e che verranno poi successivamente presi in considerazione e chiariti nel capitolo 3, nel frattempo sono riportati all'interno delle Tabella 1.4 e Tabella 1.5. Inoltre è stata confrontata la curva tensione-deformazione dell'acciaio utilizzato, ottenuta dai test sperimentali in laboratorio con quella ottenuta numericamente; le due curve risultano essere pressoché coincidenti (Fig. 1.23).

Parametro (unità)	Test T1	Test T2	Test T3	Media
F_y (kN)	17.55	18.37	17.99	17.97
V_y (mm)	1.89	2.01	1.98	1.96
F_u (kN)	37.18	37.84	38.25	37.76

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

V_u (mm)	44.30	47.30	47	46.20
Classe duttilità	H	H	H	H

Tabella 1.4 – Risultati test a trazione

Parametro (unità)	Test S1	Test S2	Test S3	Media
F_y (kN)	26.71	29.41	28.14	28.09
V_y (mm)	2.38	4.00	4.02	3.46
F_u (kN)	29.00	29.70	28.40	29.03
V_u (mm)	50.00*	58.00*	80.00	-
Classe duttilità	H	H	H	H

* S1 e S2 sono stati fermati prima dello spostamento ultimo

Tabella 1.5 – Risultati test a taglio

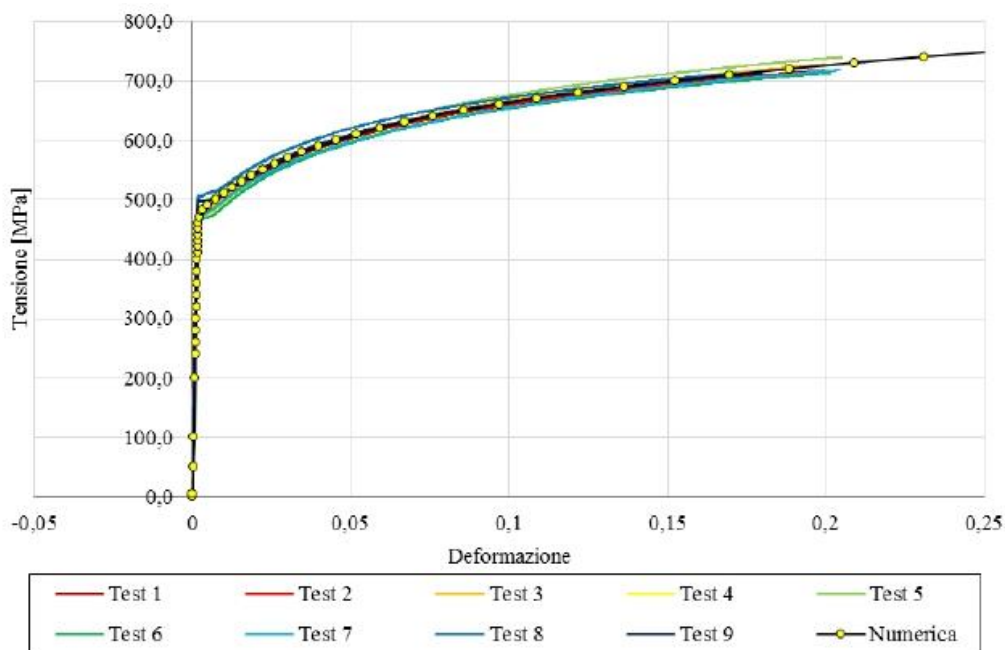


Fig. 1.23 – Confronto curva tensione-deformazione sperimentale e numerica [16]

1.4.3 Modellazione numerica della staffa

Nell'ambito di un precedente lavoro di tesi [11] si è andati ad analizzare il comportamento delle X-brackets al variare dell'angolazione della forza agente. In sostanza è stata sollecitata la staffa partendo prima da uno stato di puro taglio ($\theta=0^\circ$), per poi giungere allo stato di trazione pura ($\theta=90^\circ$) attraverso l'analisi di 10 angolazioni differenti: 10° , 15° , 30° , 45° , 50° , 55° , 60° e 75° . I risultati sono stati poi inseriti nel grafico forza-spostamento riportato in Fig. 1.24, dove si può osservare l'andamento delle analisi Pushover svolte per le varie angolazioni.

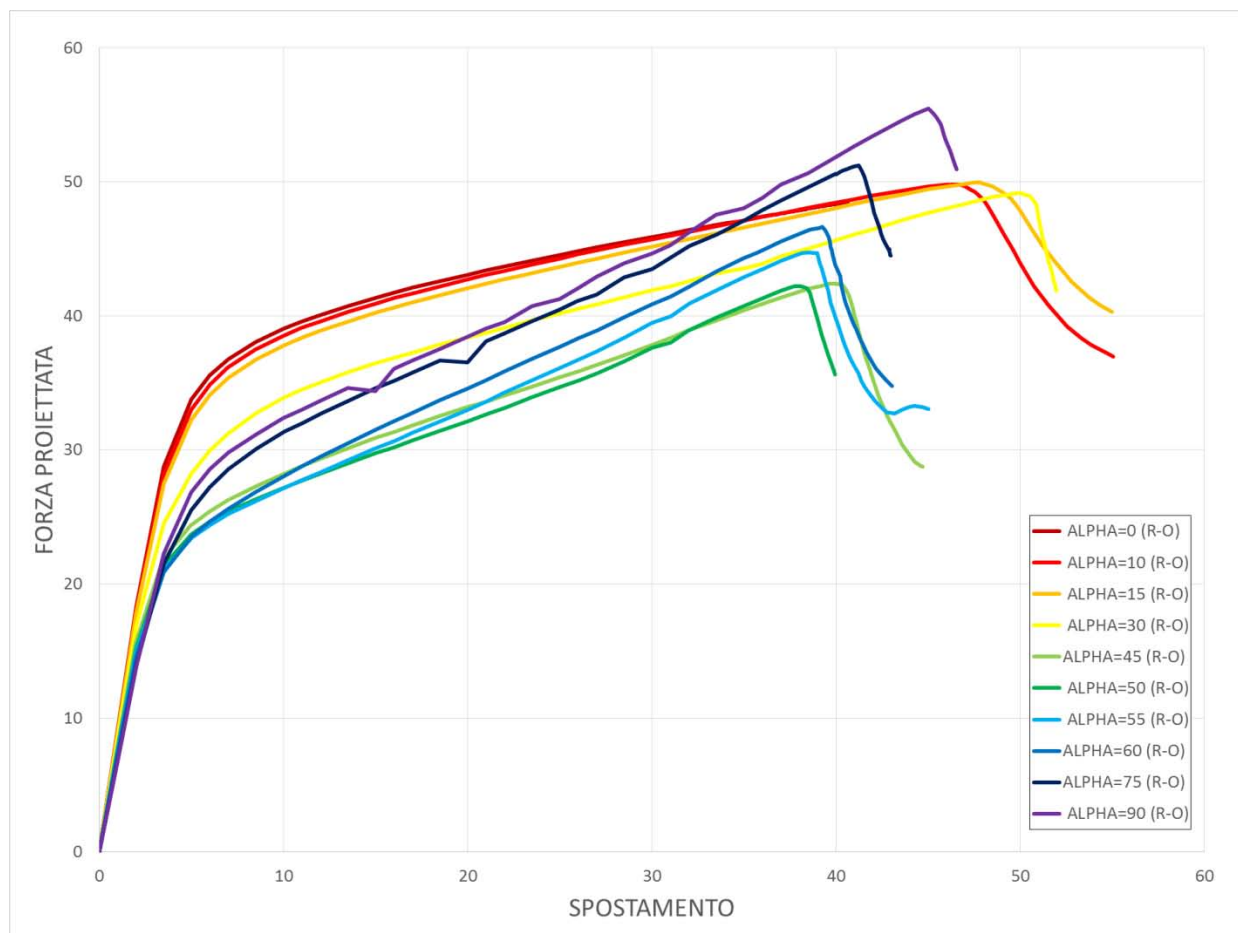


Fig. 1.24 – Diagramma forza-spostamento [11]

È possibile notare come le analisi con angolazioni tendenti al taglio puro siano caratterizzate da maggior capacità di spostamento ultimo, ma con un capacità incrudente minore rispetto alle analisi con angolazioni tendenti alla trazione pura.

Inoltre nello stesso elaborato è stato definito il dominio di rottura di queste piastre, sia in termini di forze e sia in termini di spostamento; trattandosi di uno degli argomenti fondamentali di questo elaborato, si rimanda la sua trattazione in maniera più dettagliata nei capitoli successivi.

Molto importanti per questo elaborato sono state le modellazioni numeriche di 3 pareti mediante l'uso del software Ansys, questo perché i risultati delle prove Pushover e cicliche derivanti da questi modelli sono stati utilizzati in questo elaborato come termine di paragone, essendo essi molto accurati e precisi. Le 3 pareti, raffigurate in Fig. 1.25, sono così configurate:

- Wall A: pannello in X-lam di dimensioni 295x295 cm, quindi rapporto 1:1, composto da 5 strati di lamelle incrociate da 17 mm, per uno spessore totale di 85 mm. La parete appoggia su un cordolo ed è ad esso ancorata mediante 4 staffe, posizionate a coppie agli estremi della parete;
- Wall B: stessa configurazione della Wall A, con l'ulteriore presenza di una coppia in più di staffe posizionate nel mezzo del pannello;
- Wall C: questa ha una lunghezza doppia delle altre due, infatti ha dimensioni 295x590 cm, quindi rapporto 2:1, ed ha la stessa configurazione delle connessioni della Wall B.

Tutte e 3 le configurazioni sono caricate in sommità mediante un carico distribuito di 18,5 kN/m.

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

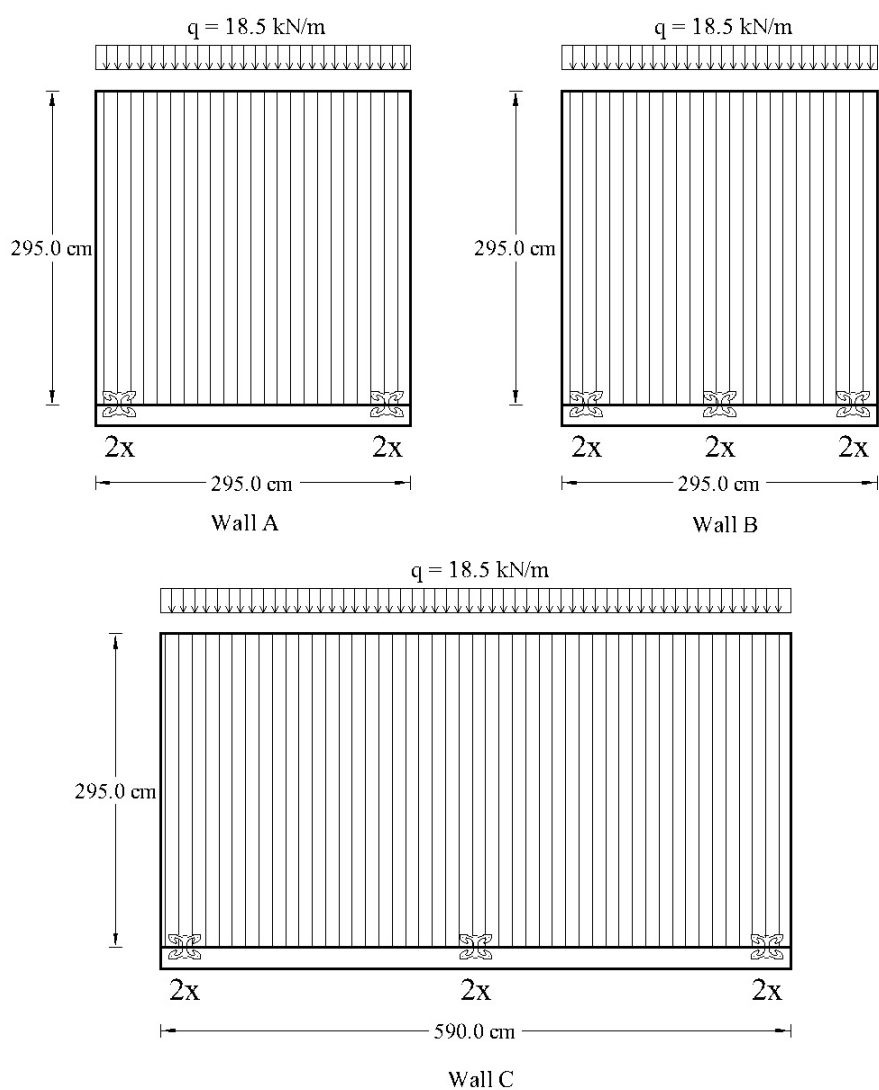


Fig. 1.25 – Configurazioni pareti per la modellazione numerica [11]

Di seguito verranno espresse le curve forza-spostamento di ogni singola staffa, in entrambe le direzioni, sia per l'analisi Pushover e sia per quella Ciclica e anche la curva forza-spostamento relativa al taglio totale agente alla base e lo spostamento in sommità. In ordine verranno riportati prima i risultati della Pushover e poi quelli della Ciclica, riguardanti ogni singola parete.

WALL A – PUSHOVER



Fig. 1.26 – Curva taglio base-spostamento sommità Wall A [11]

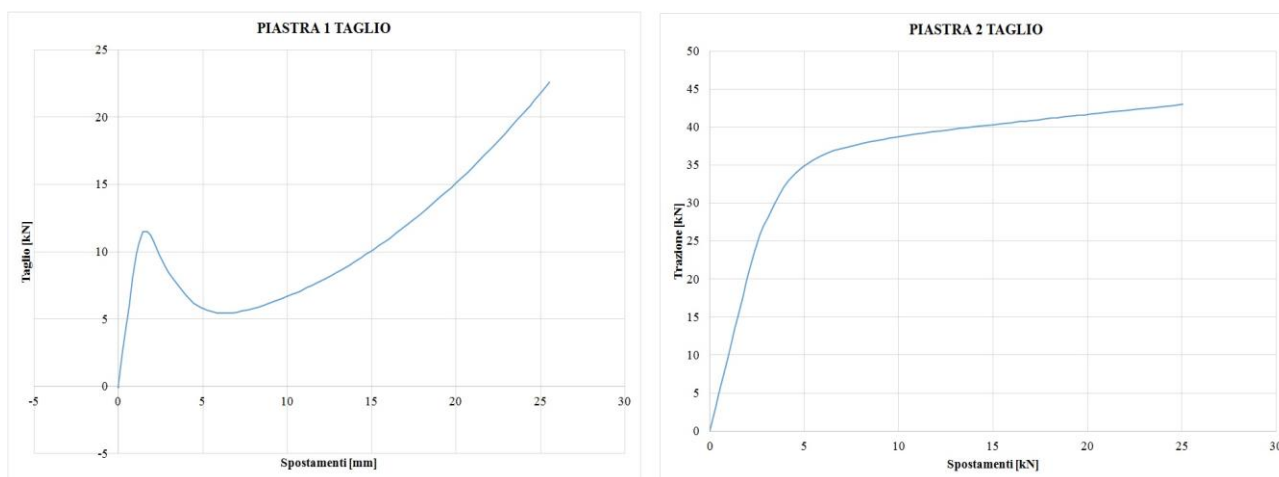


Fig. 1.27 – Curva taglio-spostamento Wall A [11]

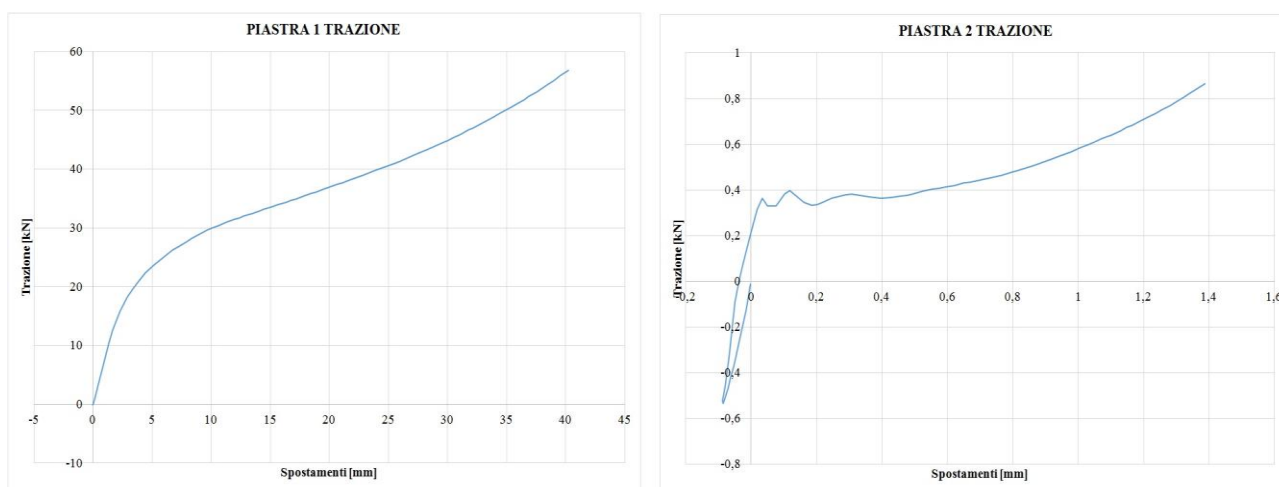


Fig. 1.28 – Curva trazione-spostamento Wall A [11]

WALL A – CICLICA

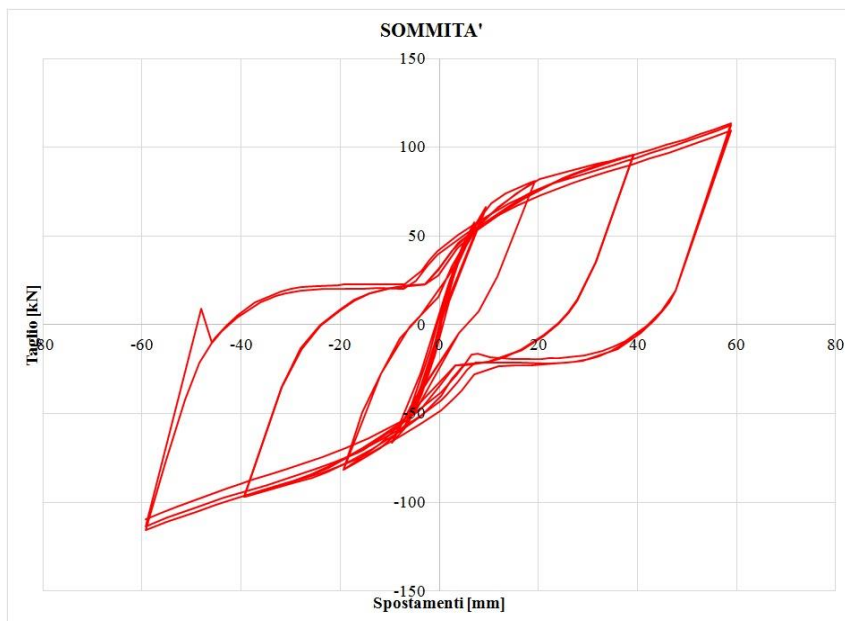


Fig. 1.29 - Curva taglio base-spostamento sommità Wall A da Ciclica [11]

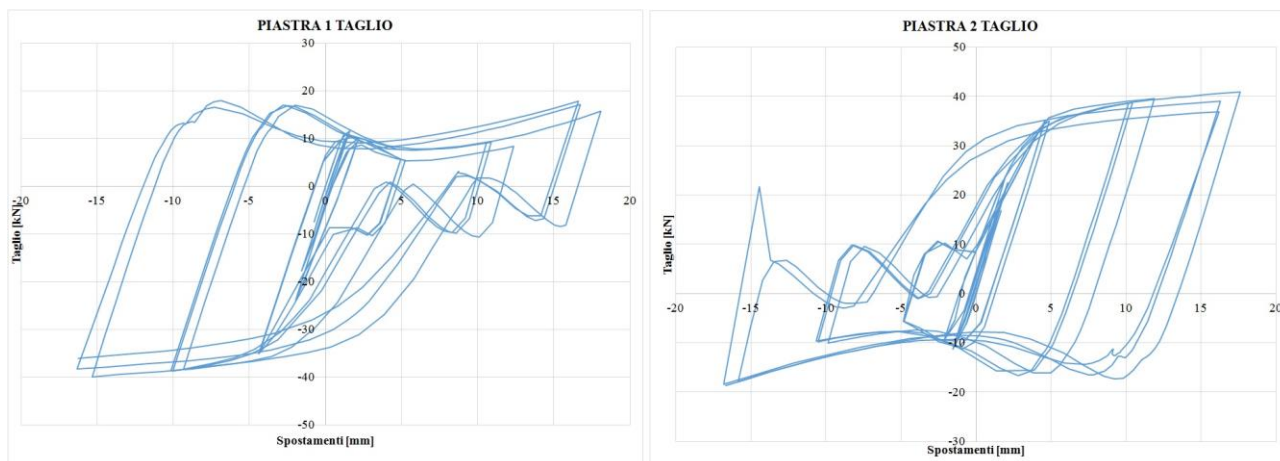


Fig. 1.30 - Curva taglio-spostamento Wall A da Ciclica [11]

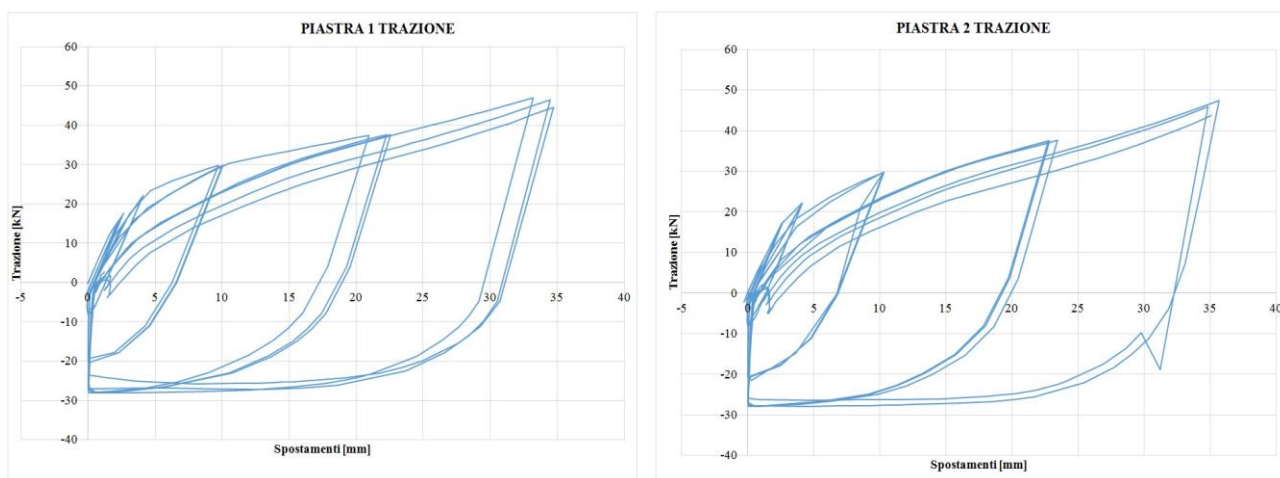


Fig. 1.31 - Curva trazione-spostamento Wall A da Ciclica [11]

WALL B – PUSHOVER

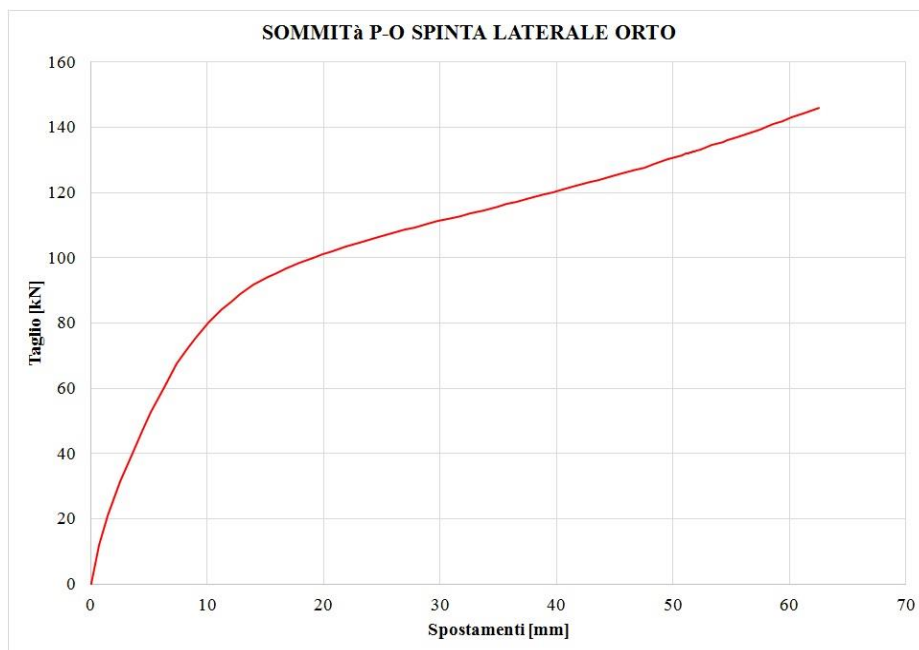


Fig. 1.32 – Curva taglio base-spostamento sommità Wall B [11]

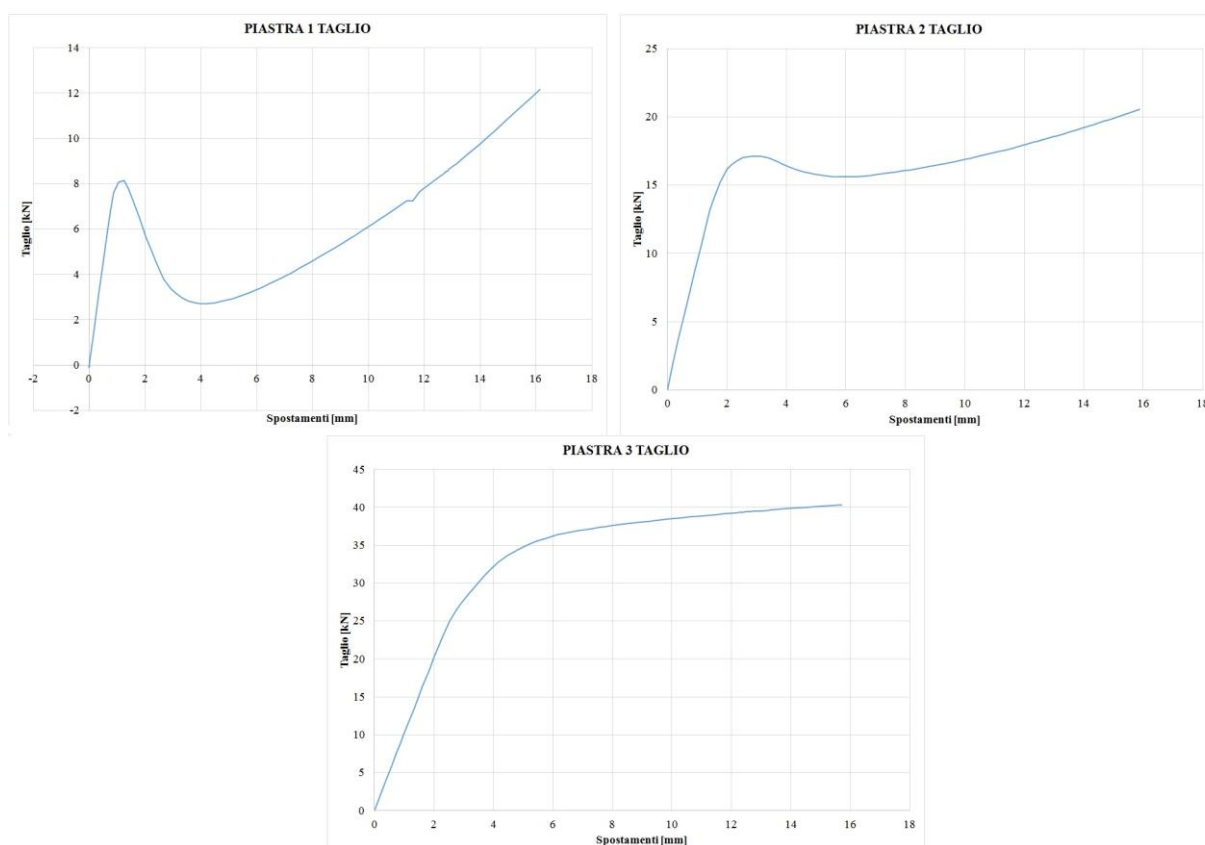


Fig. 1.33 – Curva taglio-spostamento Wall B [11]

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

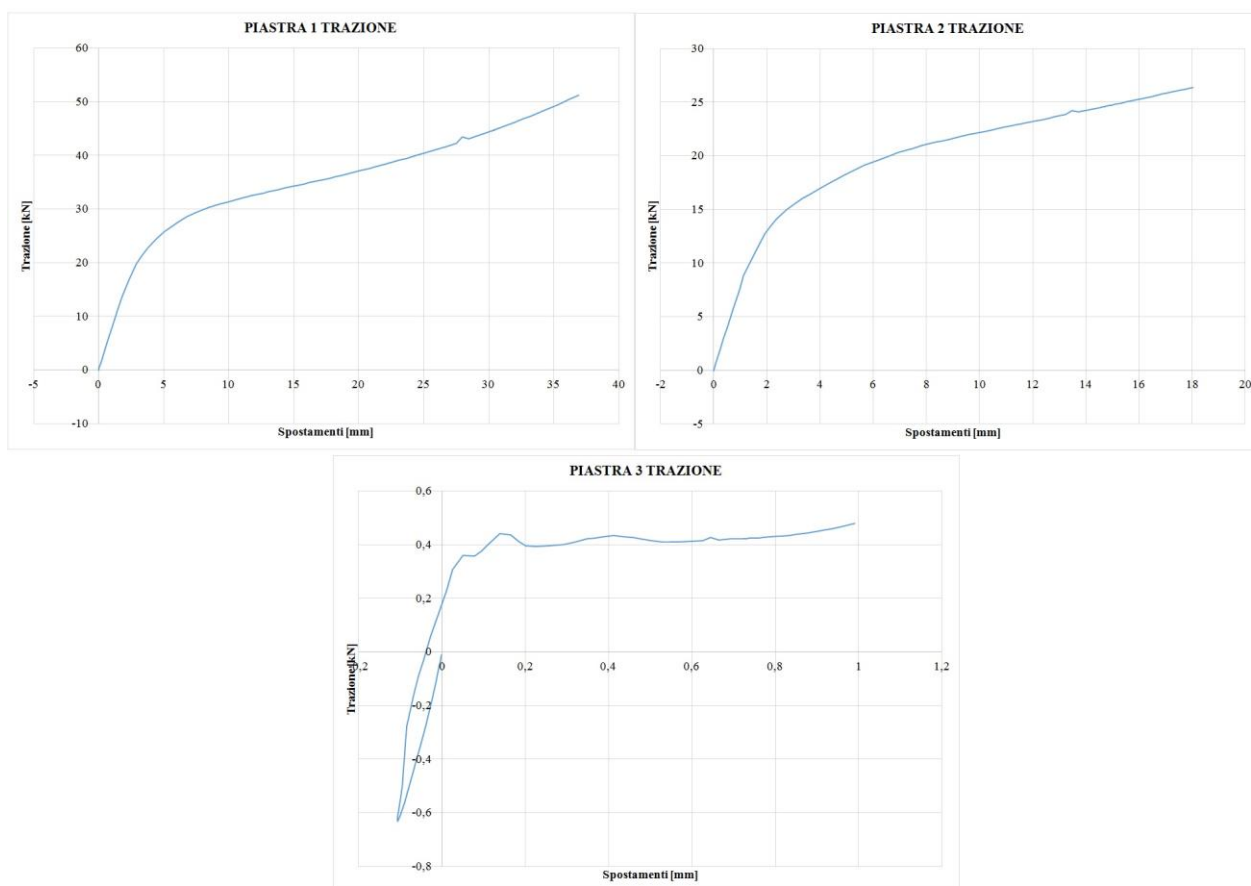


Fig. 1.34 – Curva trazione-spostamento Wall B [11]

WALL B – CICLICA

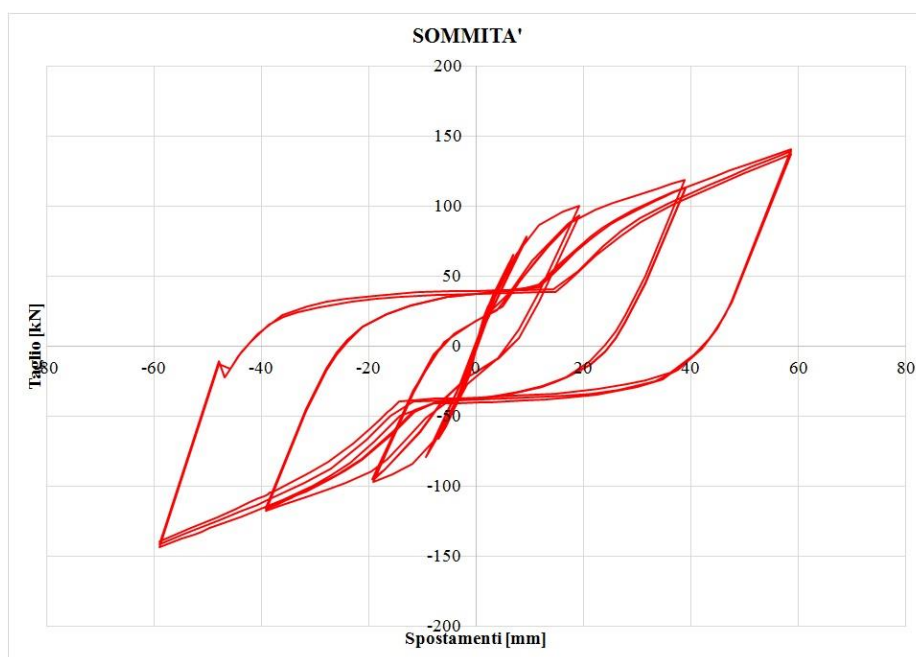


Fig. 1.35 - Curva taglio base-spostamento sommità Wall B da Ciclica [11]

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

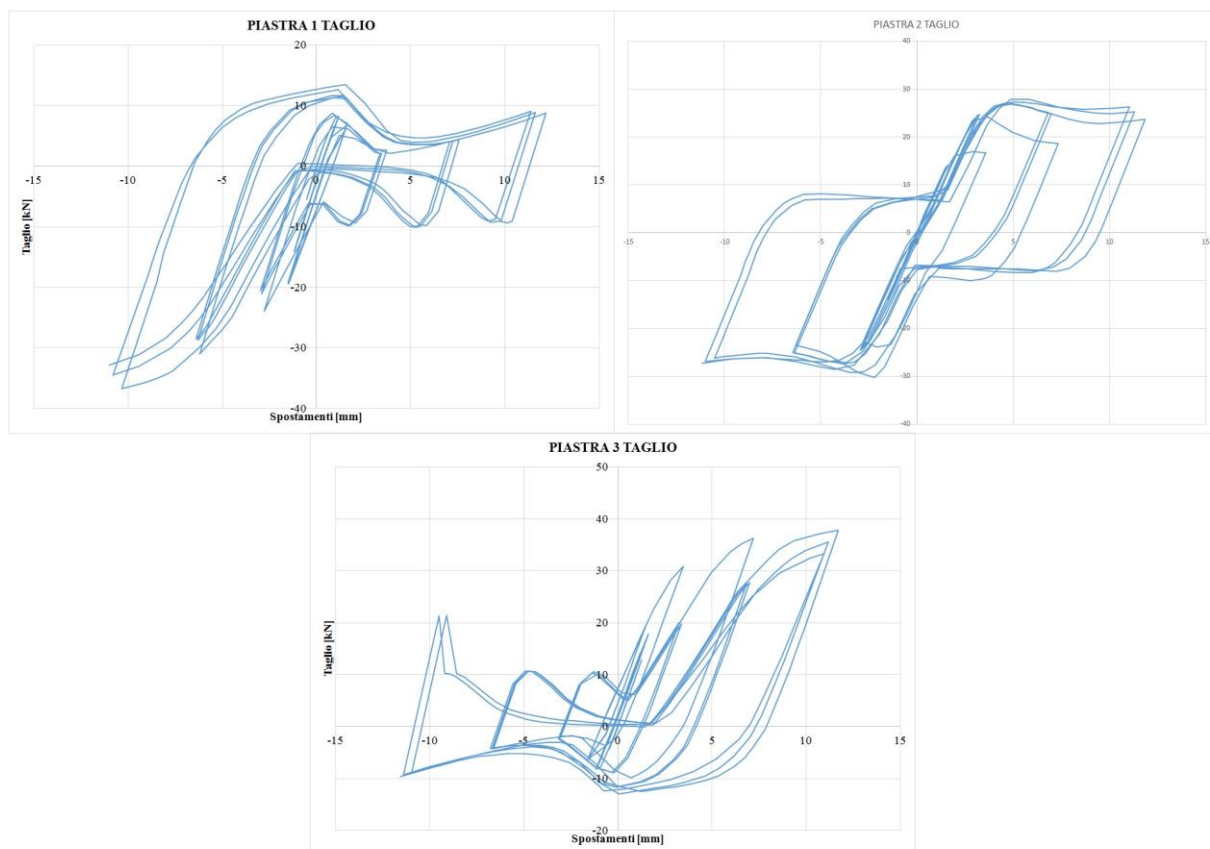


Fig. 1.36 - Curva taglio-spostamento Wall B da Ciclica [11]

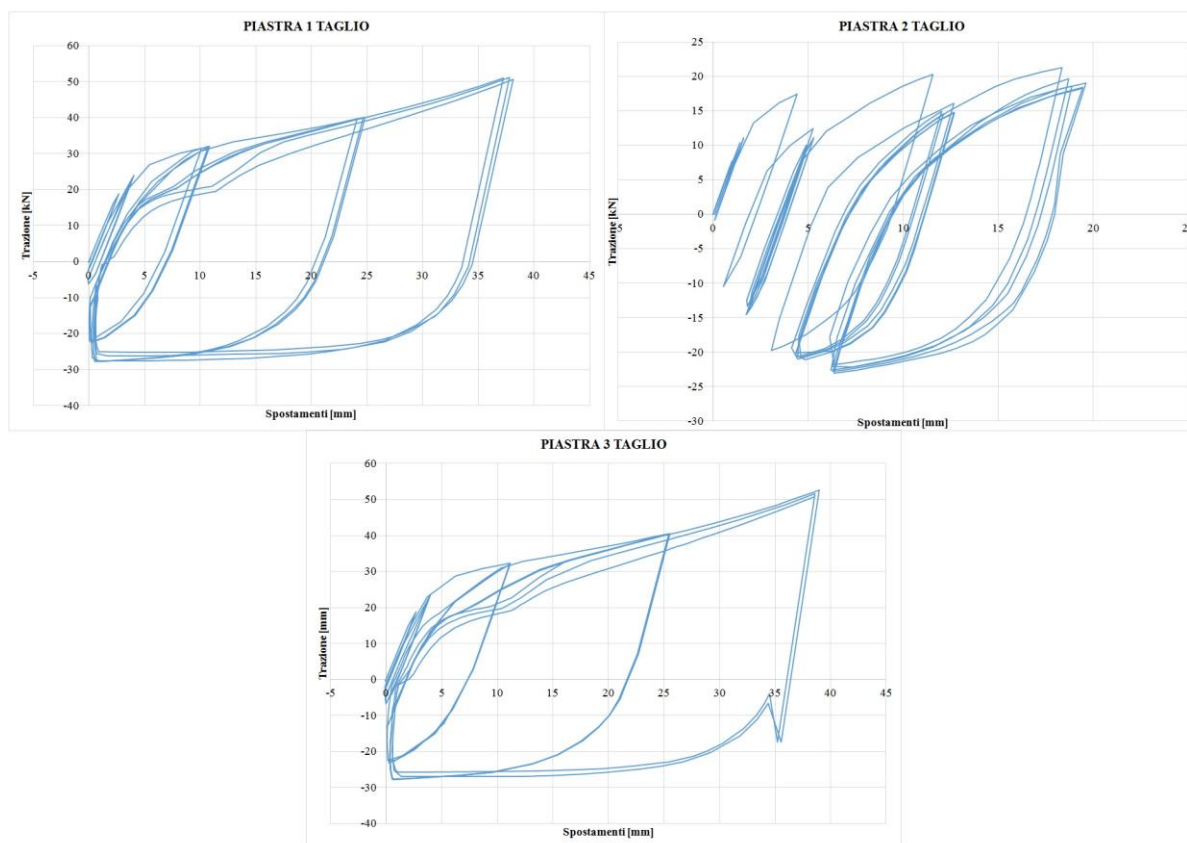


Fig. 1.37 - Curva trazione-spostamento Wall B da Ciclica [11]

WALL C – PUSHOVER

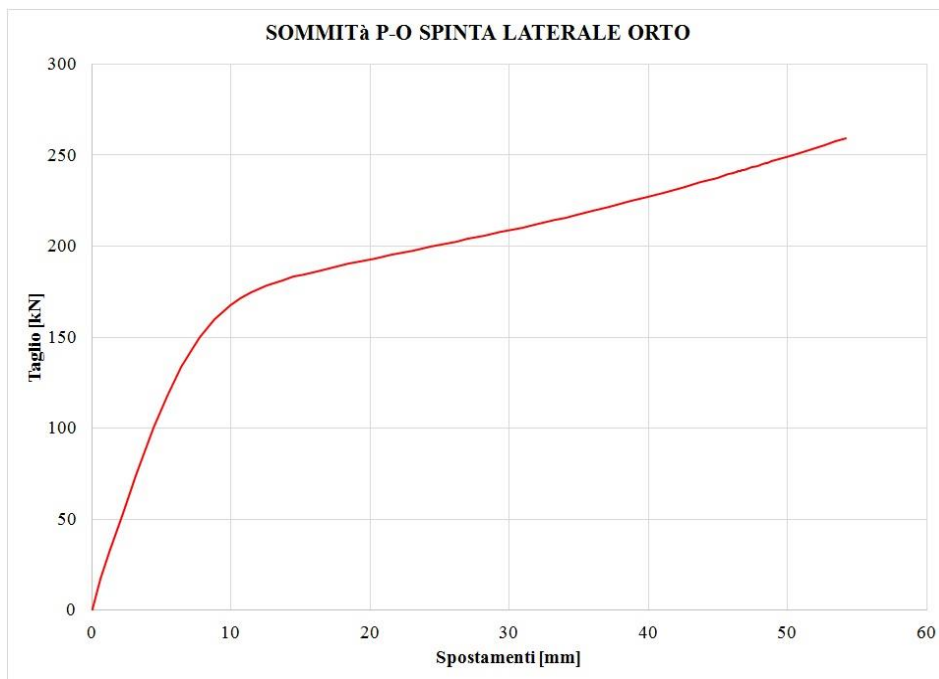


Fig. 1.38 – Curva taglio base-spostamento sommità Wall C [11]

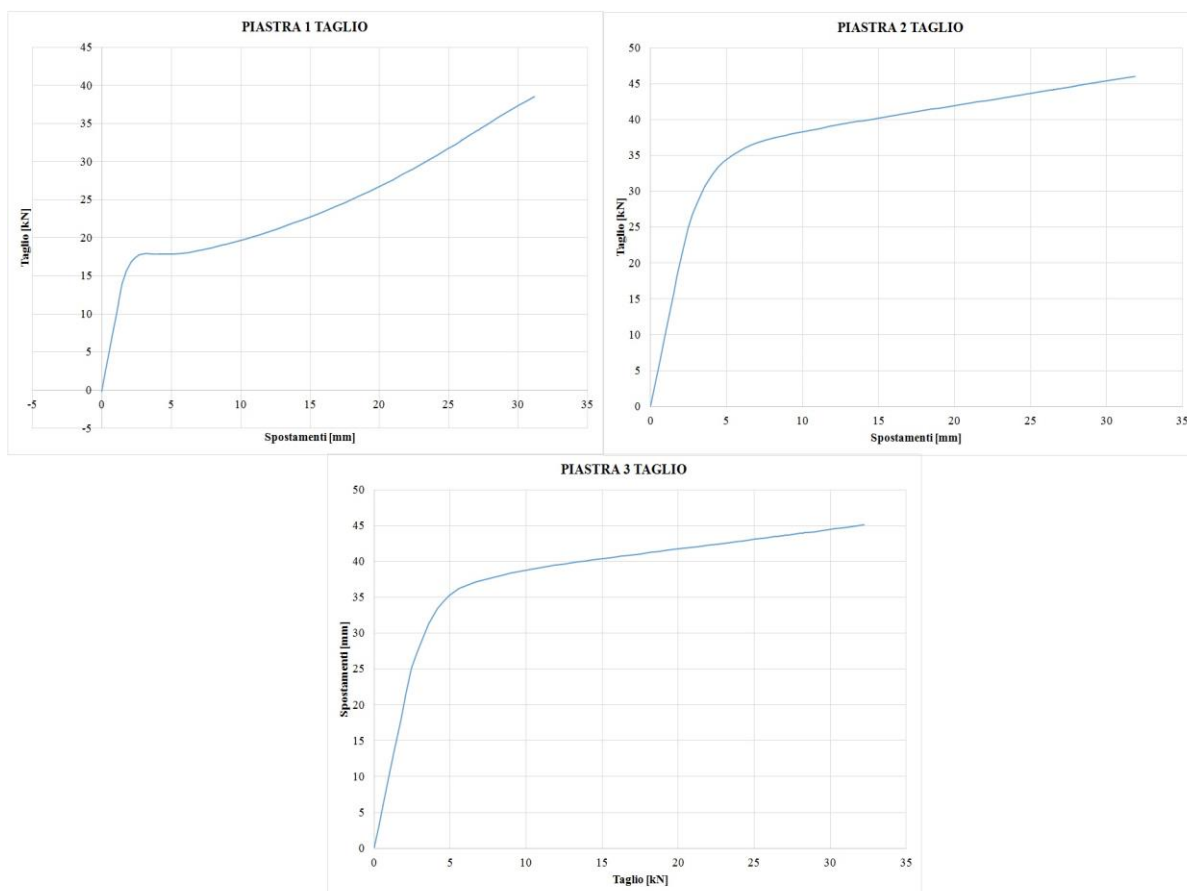


Fig. 1.39 – Curva taglio-spostamento Wall C [11]

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

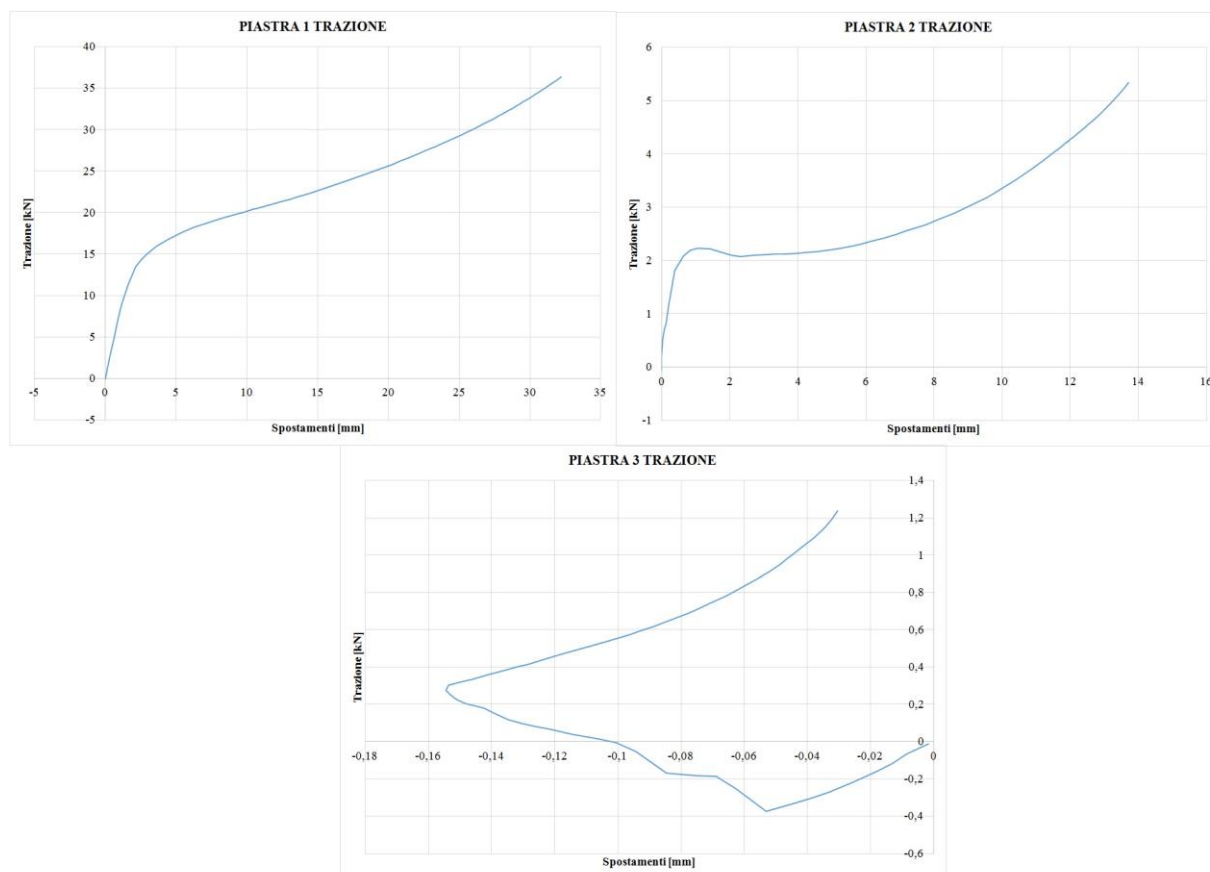


Fig. 1.40 – Curva trazione-spostamento Wall C[11]

WALL C – CICLICA

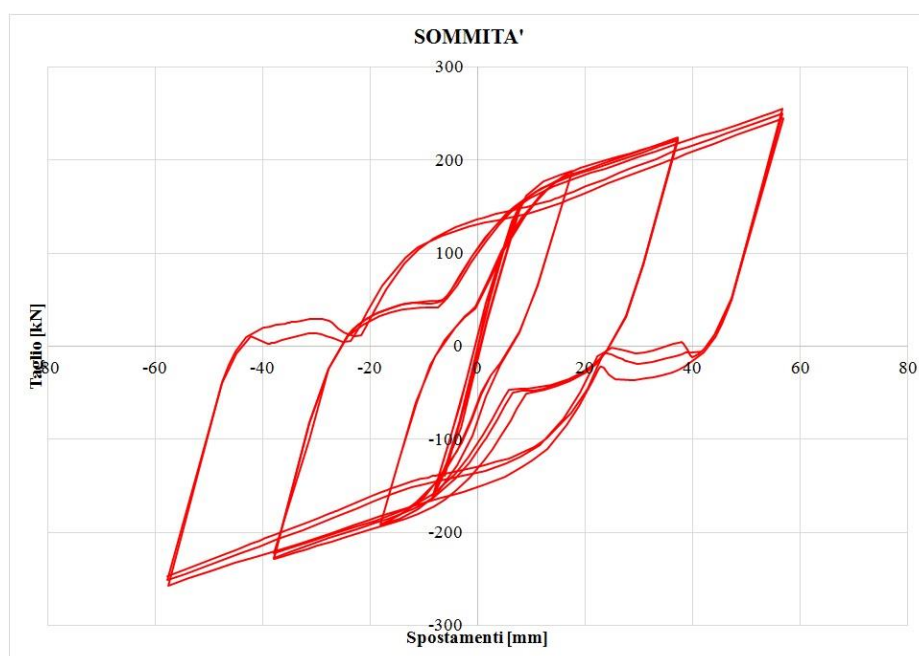


Fig. 1.41 - Curva taglio base-spostamento sommità Wall C da Ciclica [11]

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

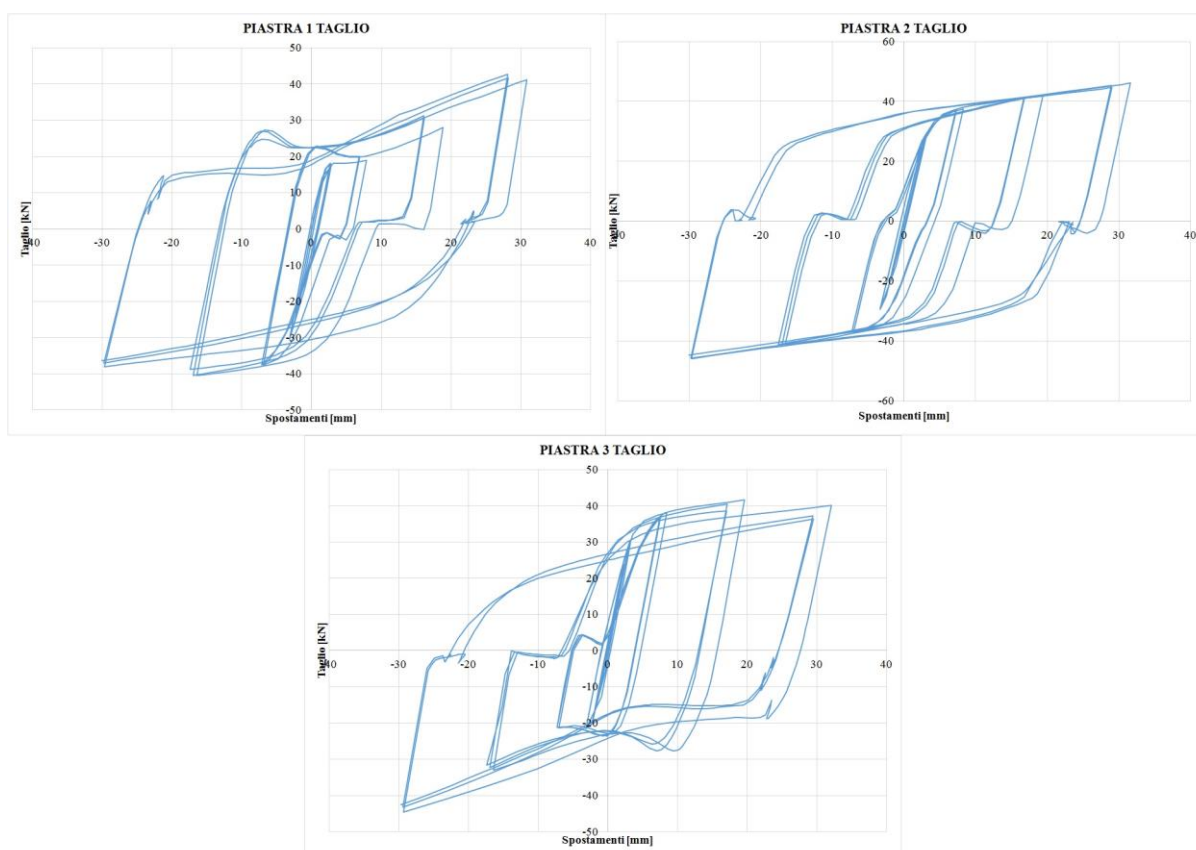


Fig. 1.42 - Curva taglio-spostamento Wall C da P-O [11]

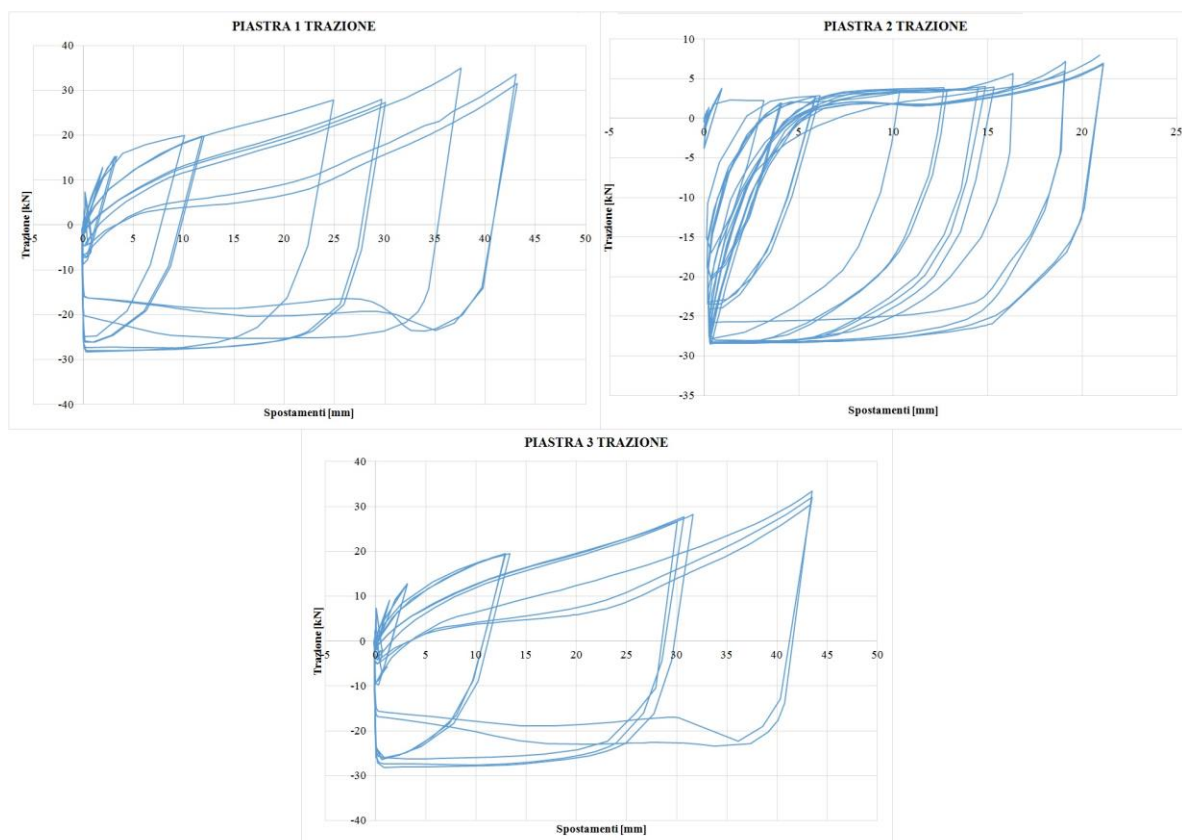


Fig. 1.43 - Curva trazione-spostamento Wall C da Ciclica [11]

Sono state eseguite anche delle analisi dinamiche non lineari mediante l'uso di accelerogrammi, queste per determinare le varie accelerazioni a snervamento e a rottura delle pareti, in modo tale da determinarne il fattore di struttura. Come detto la normativa impone di usare fattore di struttura $q = 2$ per gli edifici in X-lam, ma, come si può vedere dalla Fig. 1.44, mediante l'utilizzo di questa nuova tipologia di connessioni si potrebbe usare un fattore di struttura maggiore.

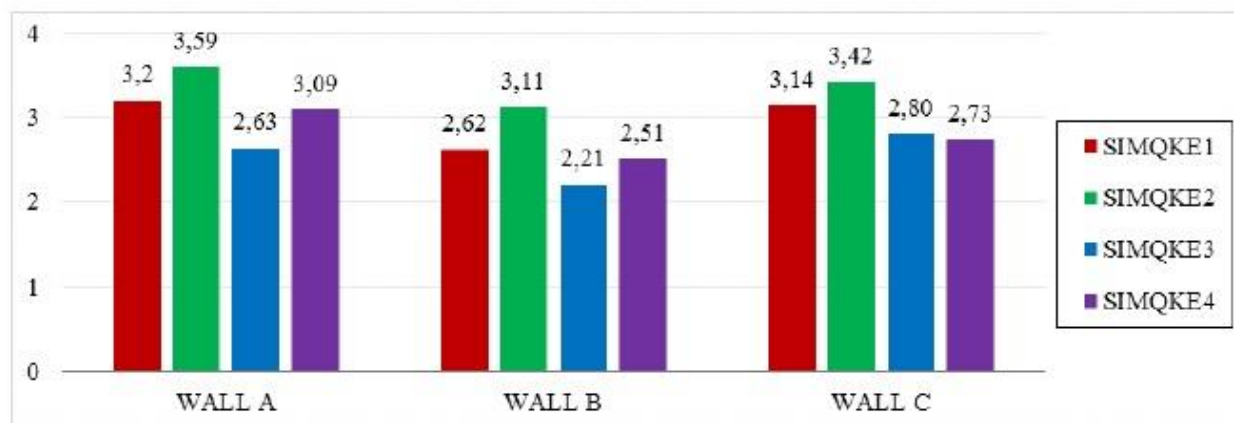


Fig. 1.44 – Risultati anali dinamica non lineare sulle tre pareti [11]

1.5 Problemi derivanti dalle X-brackets

Come gli hold-down e angolari, anche queste staffe sono soggette ad alcuni problemi; sia in fase di progettazione della struttura e sia in fase di esercizio. Per quanto riguarda quest'ultima fase, come visto in precedenza, il legno è soggetto al problema del rifollamento; un problema maggiormente accentuato per questa connessione data la presenza di un solo elemento, il tirafondo/bullone passante, che trasferisce lo sforzo tra staffa e pannello, contrariamente ai collegamenti classici nei quali la trasmissione avviene mediante numerosi chiodi o viti. Nel successivo capitolo verrà proposta una possibile soluzione per limitare e ritardare nel tempo tale problema, considerando che eliminarlo non è possibile.

In riferimento alla fase di progettazione della struttura con elementi di collegamento X-brackets, il problema, esposto con più chiarezza e precisione nel capitolo 3, è l'interazione presente tra sforzo tagliante e sforzo assiale, già dimostrata all'interno di questo capitolo. Questo legame esistente comporta una trasformazione del dominio di resistenza della staffa da una forma quadrata ad una forma tendente al triangolare. Tutto ciò per i programmi di calcolo strutturale risulta essere un ostacolo difficilmente superabile in maniera semplice e poco dispendiosa in termini di tempo e risoluzione. Per tale motivo si è pensato di rivolgersi a programmi con più possibilità di accesso e modifica delle funzioni.

Capitolo 2

2. IPOTESI DI FISSAGGIO DELLE STAFFE X-BRACKETS AL PANNELLO X-LAM

In questo secondo capitolo si tratterà in maniera approfondita il problema del fissaggio delle X-Brackets al pannello X-Lam. Tale problematica è di primaria importanza ed anticipa la parte numerica delle X-brackets. Si andrà ad analizzare quanto indicato dalle varie normative vigenti ed a ipotizzare alcune soluzioni progettuali, che risolvano due problemi: assicurare sufficiente resistenza della connessione nel rispetto della gerarchie delle resistenze; garantire elevata rigidità e mantenimento in campo elastico della connessione per assicurare la funzione dissipativa alla sola staffa.

Come si vedrà si è cercata una soluzione che fosse un giusto compromesso tra l'esigenza di risolvere un problema consistente della nuova staffa e quello di non gravare troppo sull'efficacia di quest'ultima. Inoltre si è tenuto conto anche dell'aspetto economico, sia in termini di realizzazione e sia in termini di incidenza complessiva sul sistema, e anche dell'aspetto di montaggio della soluzione.

Tra le varie ipotesi emerse è stata scelta la migliore, quella che rappresentava il miglior compromesso tra tutti gli aspetti precedentemente elencati, e su questa verranno eseguiti test in laboratorio per confermarne il corretto funzionamento e la sua possibile applicazione al sistema.

2.1 Il problema del rifollamento nel legno

Come ripetuto più volte nel capitolo precedente, sia in maniera generale che nel caso specifico di questa staffa, il fenomeno di rifollamento è un aspetto, anzi un problema, particolarmente rilevante. Di fatto esso compare quando, per necessità di unione, si vanno a creare delle zone limitate, il foro per il connettore, sollecitate localmente ad un elevato carico concentrato. Accade quindi che queste zone siano soggette ad un sforzo di compressione elevato, che unito alla bassa resistenza a compressione, fa sì che il foro o in generale la zona interessata si deformi plasticamente. Tale azione comporta una riduzione della rigidità della connessione, infatti a rifollamento avvenuto l'elemento di connessione (il chiodo ad esempio) non è più bloccato all'interno del legno, ma ha una "corsia" di movimento in cui si può spostare senza offrire nessun tipo di resistenza. Questa è la spiegazione del pinching nelle varie curve forza-spostamento visionate precedentemente, quando la sollecitazione cambia segno, essendosi creata questa corsia, si ha che la struttura compie spostamenti relativamente grandi sotto carichi decisamente bassi.

Quanto detto finora è riferito alle connessioni classiche e cioè dotate di un gran numero di chiodi o viti, è facilmente intuibile l'effetto negativo che potrebbe avere l'elemento passante, o anche il semplice tirafondo, che unisce le due staffe X-brackets nel nuovo collegamento. È per tale motivo che si è pensato di interporre tra staffa e pannello una piastra in acciaio, ancorandola poi mediante chiodi o viti a quest'ultimo. Si è fatto ciò per determinare una gerarchia delle resistenze tra gli elementi tale che la staffa possa lavorare e deformarsi senza intaccare eccessivamente il pannello in legno, il quale giungerà a danneggiamento solo dopo che la piastra avrà eventualmente raggiunto la massima resistenza. Nella pratica accade che una volta sollecitata la staffa, essa reagisce ed attraverso l'elemento passante trasferisce lo sforzo alla piastra, la quale poi lo trasferisce, mediante i chiodi, all'elemento ligneo; se tutto è stato correttamente progettato, la parte in legno sarà l'ultima a danneggiarsi.

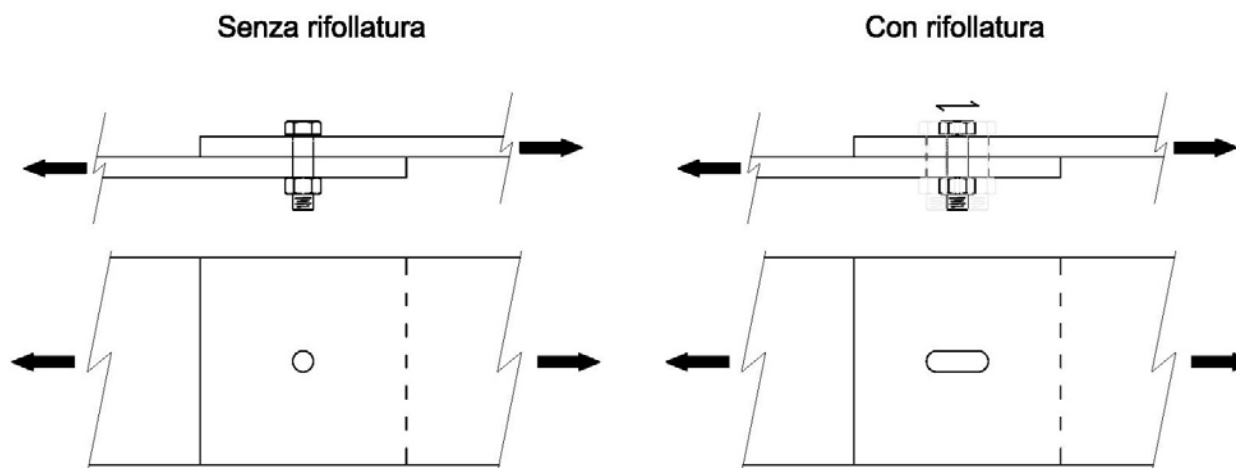


Fig. 2.1 – Esempio di rifollamento

Tutto ciò ha come obiettivo il miglioramento del comportamento della staffa, soprattutto a confronto che gli odierni sistemi di connessione, e l'aumento della duttilità delle strutture in legno mediante l'innalzamento della capacità dissipative della staffa. Un'ulteriore beneficio che ci si attenderebbe è quello relativo alla relativa facilità d'interventi riparatori in caso di danneggiamento. Se in fase di progettazione si è svolto un lavoro corretto e le azioni agenti rientrano in quelle previste, è possibile che le componenti danneggiate siano localizzate nelle staffe e non nella parete lignea, con la possibilità di andare a sostituire solo quest'ultima, ottenendo così sia un beneficio in termini di tempi di lavoro e sia in termini economici.

2.2 La normativa di riferimento

Per la progettazione si è fatto riferimento alla normativa nazionale, le NTC08 [8], per quanto riguarda la progettazione della componente in acciaio della piastra, mentre per quanto concerne la parte relativa al legno si è fatto riferimento alla normativa comunitaria, l'Eurocodice5[9], e a formule di comprovata validità.

2.2.1 Rifollamento nell'acciaio

Per quanto riguarda l'acciaio si fa riferimento al paragrafo 4.2.8.1.1 delle NTC08 [8], “*Unioni con bulloni e chiodi*”, il quale tratta tutte le prescrizioni e le verifiche necessarie per un collegamento in acciaio; ciò che unicamente interessa, tra tutte le verifiche presenti, è quella relativa al rifollamento.

In particolare la Norma recita: “[...] *La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a*

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad (4.2.61)$$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone,

t è lo spessore della piastra collegata,

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{e_1/(3 d_0) ; f_{tb}/f_t; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{p_1/(3 d_0) - 0,25; f_{tb}/f_t; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{2,8 e_2/d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{1,4 p_2/d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo e_1 , e_2 , p_1 e p_2 indicati in Fig. 4.2.3 e d_0 il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone. [...]”

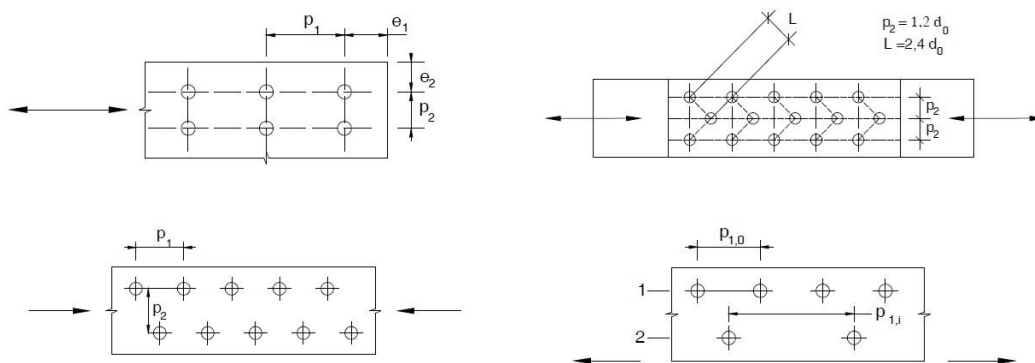


Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

Fig. 2.2 – Estratto delle NTC08_Figura 4.2.3 [8]

2.2.2 Rifollamento nel legno

Per quanto riguarda la normativa comunitaria si è fatto riferimento al capitolo 8.3.1 [9], “*Chiodi caricati assialmente*” e in particolare al paragrafo 8.3.1.2 [9] dove vengono indicate le distanze e le spaziature minime e massime da rispettare dai bordi. Si fa riferimento a tali sezioni anche se il sistema di connessione avverrà mediante viti, e non chiodi, perché il paragrafo relativo alle viti rimanda a quello dei chiodi e successivamente riportato. Le prescrizioni sono indicate in Fig. 2.3 e fanno riferimento a quanto specificato in Fig. 2.4 e spiegato così dal testo “*I passi e le distanze da bordi ed estremità minimi sono forniti nel prospetto 8.2, dove (vedere la figura 8.7):*

a_1 è la spaziatura fra i chiodi di una fila, parallelamente alla fibratura;
 a_2 è la spaziatura fra le file di chiodi, perpendicolarmente alla fibratura;
 $a_{3,c}$ è la distanza fra chiodo ed estremità scarica;
 $a_{3,t}$ è la distanza fra chiodo ed estremità sollecitata;
 $a_{4,c}$ è la distanza fra chiodo e bordo scarico;
 $a_{4,t}$ è la distanza fra chiodo e bordo sollecitato;
 α è l'angolo fra la forza e la direzione della fibratura. [...]”

prospetto 8.2 Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi per chiodi

Spaziatura o distanza (vedere la figura 8.7)	Angolo α	Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi		
		senza preforatura		con preforatura
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
Spaziatura a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm}$: $(5 + 5 \cos \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(5 + 7 \cos \alpha) d$	$(7 + 8 \cos \alpha) d$	$(4 + \cos \alpha) d$
Spaziatura a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3 + \sin \alpha) d$
Distanza $a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$
Distanza $a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
Distanza $a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm}$: $(5 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(5 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm}$: $(7 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(7 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ mm}$: $(3 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ mm}$: $(3 + 4 \sin \alpha) d$
Distanza $a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$

Fig. 2.3 – Estratto dell'Eurocodice5_Prospetto 8.2 [9]

figura 8.7 Spaziature e distanze da estremità e bordi (a) Spaziatura parallela alla fibratura in una fila, e perpendicolare alla fibratura fra file diverse, (b) Distanze da bordi ed estremità

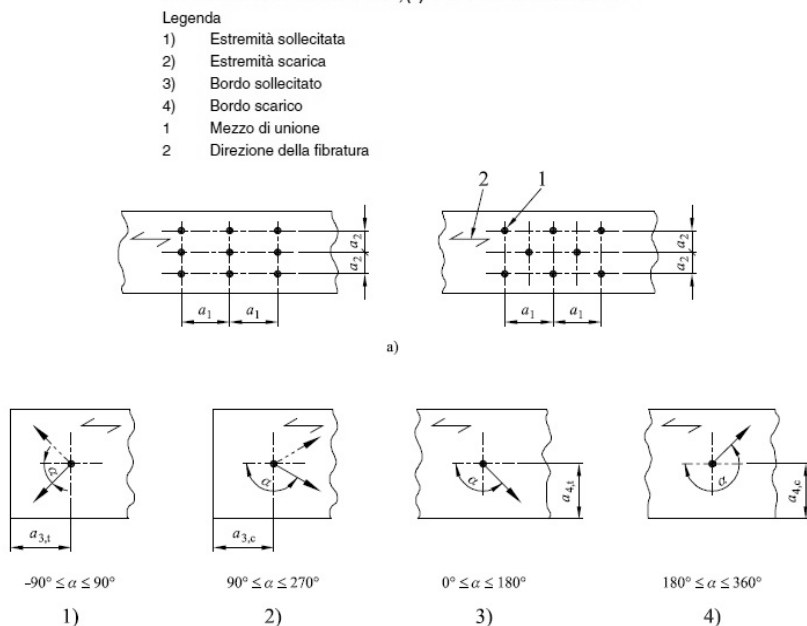


Fig. 2.4 – Estratto dell'Eurocodice5_Figura 8.7 [9]

È stato seguito anche quanto riportato al paragrafo 8.5.1[9], “*Bulloni caricati assialmente*”, che recita: “[...]Per i bulloni devono essere di norma usati i seguenti valori caratteristici del momento di snervamento:

$$M_{y,Rk} = 0,3f_u d^{2,6} \quad (8.30)$$

dove:

$M_{y,Rk}$ è il valore caratteristico del momento di snervamento, in Nmm;

$f_{u,k}$ è la resistenza caratteristica a trazione, in N/mm²;

d è il diametro del bullone, in mm.

Per bulloni aventi diametro fino a 30 mm, si raccomanda che siano adottati i seguenti valori per la resistenza caratteristica a rifollamento del legno e del LVL, per un angolo α rispetto alla direzione della fibratura:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (8.31)$$

$$f_{h,\alpha,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad (8.32)$$

dove:

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{per legno di conifere} \\ 1,30 + 0,015d & \text{per LVL} \\ 0,90 + 0,015d & \text{per legno di latifoglie} \end{cases} \quad (8.33)$$

e:

$f_{h,0,k}$ è la resistenza caratteristica a rifollamento, parallelamente alla fibratura, in N/mm²;

ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno, in kg/m³;

α è l'angolo formato dalla retta di azione del carico e la fibratura;

d è il diametro del bullone, in mm.[...]”

In particolare da questo paragrafo si ricava la resistenza a rifollamento del legno per elementi inseriti ortogonalmente alla fibratura; si tratta del parametro $f_{h,\alpha,k}$ e si ricava in funzione dell'angolo α tra retta d'azione dello sforzo e la direzione delle fibre e dalla resistenza a rifollamento $f_{h,0,k}$ a $\alpha = 0^\circ$.

Ipotizzando di utilizzare una piastra punzonata, è stato considerato anche il capitolo 8.8 [9], “*Connessioni con mezzi di unione a piastra metallica punzonata*”; di questo ne vengono riportati alcuni significativi paragrafi. In aggiunta, per una maggior chiarezza di aspetti e simbologie successive, si riporta in Fig. 2.5 un estratto dell'Eurocodice5 [9] che ne illustra graficamente alcuni aspetti.

figura 8.11 Geometria di una connessione realizzata con piastra metallica punzonata, caricata da una forza F_{Ed} e da un momento M_{Ed}

Legenda

- 1 Confine dell'area efficace
- 2 Direzione della fibratura

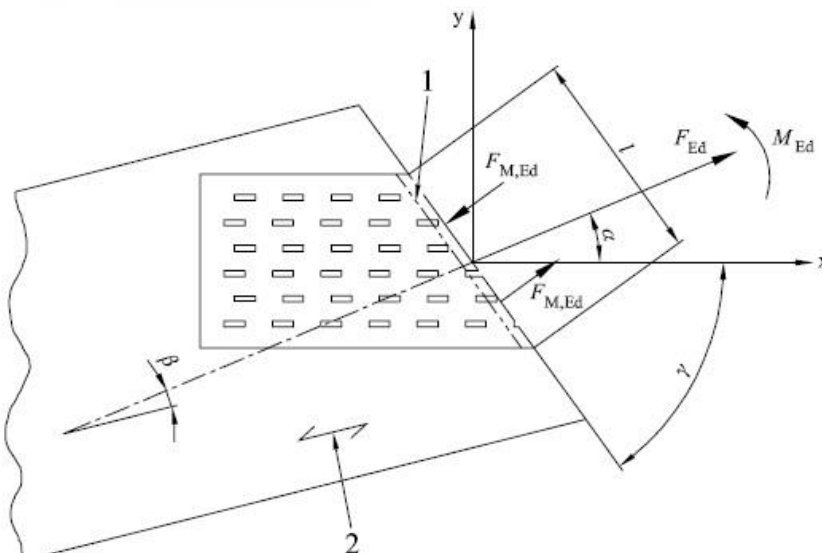


Fig. 2.5 – Estratto dell'Eurocodice5_Figura 8.11 [9]

- Paragrafo 8.8.3[9] “Proprietà di resistenza della piastra”

“[...]La piastra deve avere valori caratteristici, per le seguenti proprietà, determinati in conformità alla EN 14545 sulla base di prove eseguite in conformità alla EN 1075:

$f_{a,0,0}$ la capacità di ancoraggio per unità di area, per $\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$;

$f_{a,90,90}$ la capacità di ancoraggio per unità di area, per $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 90^\circ$;

$f_{t,0}$ la capacità a trazione per unità di larghezza della piastra, per $\alpha = 0^\circ$;

$f_{c,0}$ la capacità a compressione per unità di larghezza della piastra, per $\alpha = 0^\circ$;

$f_{v,0}$ la capacità a taglio per unità di larghezza della piastra in direzione x ;

$f_{t,90}$ la capacità a trazione per unità di larghezza della piastra, per $\alpha = 90^\circ$;

$f_{c,90}$ la capacità a compressione per unità di larghezza della piastra, per $\alpha = 90^\circ$;

$f_{v,90}$ la capacità a taglio per unità di larghezza della piastra in direzione y ;

$k1, k2, \alpha_0$ costanti. [...]”

- Paragrafo 8.8.4 [9] ”Resistenze di ancoraggio della piastra”

“[...]Si raccomanda che la resistenza caratteristica di ancoraggio per singola piastra $f_{a,\alpha,\beta,k}$ sia derivata tramite prove, oppure calcolata da:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max \left\{ \begin{array}{l} f_{a,\alpha,0,k} - (f_{a,\alpha,0,k} - f_{a,90,90,k}) \frac{\beta}{45^\circ} \\ f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \end{array} \right. \quad \text{per } \beta \leq 45^\circ, \text{ oppure (8.42)}$$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \quad \text{per } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ \text{ (8.43)}$$

Si raccomanda che la resistenza caratteristica di ancoraggio per piastra, parallelamente alla fibratura, sia assunta come:

$$f_{\alpha,\beta,k} = \max \begin{cases} f_{\alpha,0,k} + k_1 \alpha & \text{quando } \alpha \leq \alpha_0 \\ f_{\alpha,0,k} + k_1 \alpha_0 + k_2 (\alpha - \alpha_0) & \text{quando } \alpha_0 < \alpha \leq 90^\circ \end{cases} \quad (8.44)$$

Si raccomanda che le costanti k_1 , k_2 e α_0 siano determinate sulla base di prove di ancoraggio conformi alla EN 1075 e derivate in conformità alla procedura fornita nella EN 14545, per l'effettivo tipo di piastra.[...]"

- Paragrafo 8.8.5 [9] “ Verifica delle resistenza della connessine”

“Capacità di ancoraggio della piastra

Si raccomanda che il valore di progetto della tensione di ancoraggio $\tau_{F,d}$ per un singolo mezzo di unione a piastra metallica punzonata imposto da una forza F_{Ed} e il valore di progetto della tensione di ancoraggio $\tau_{M,d}$ imposto da un momento M_{Ed} , siano assunti come:

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} \quad (8.45)$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_p} \quad (8.46)$$

con:

$$W_p = \int_{A_{ef}} r \, dA \quad (8.47)$$

dove:

$F_{A,Ed}$ è la forza di progetto agente su una singola piastra in corrispondenza del baricentro dell'area efficace (cioè metà della forza totale nell'elemento ligneo);

$M_{A,Ed}$ è il momento di progetto agente su una singola piastra in corrispondenza del baricentro dell'area efficace;

dA è dell'elemento di area del mezzo di unione a piastra metallica punzonata;

r è la distanza dal baricentro della piastra dell'elemento di area della piastra dA ;

A_{ef} è l'area efficace della piastra.[...]

[...]Si raccomanda che sia soddisfatta la seguente espressione:

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{\alpha,\beta,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{\alpha,0,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (8.45)$$

Capacità della piastra

Per ciascuna interfaccia del giunto, si raccomanda che le forze nelle due direzioni principali siano assunte come:

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cos \alpha \pm 2 F_{M,Ed} \sin \gamma \quad (8.53)$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \sin \alpha \pm 2 F_{M,Ed} \cos \gamma \quad (8.54)$$

dove:

F_{Ed} è la forza di progetto in una singola piastra (cioè metà della forza totale nell'elemento ligneo);

$F_{M,Ed}$ è la forza di progetto derivante dal momento su una singola piastra ($F_{M,Ed} = 2M_{Ed}/l$).

Si raccomanda che sia soddisfatta la seguente espressione:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (8.55)$$

dove:

$F_{x,Ed}$ e $F_{y,Ed}$ sono le forze di progetto agenti nelle direzioni x e y ;

$F_{x,Rd}$ e $F_{y,Rd}$ sono i corrispondenti valori di progetto per la capacità della piastra.

Essi sono determinati a partire dal massimo valore delle capacità caratteristiche in corrispondenza di sezioni parallele o perpendicolari agli assi principali, basandosi sulle espressioni che seguono per le capacità caratteristiche della piastra in queste direzioni.

$$F_{x,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{n,0,k} l \sin(\gamma - \gamma_0 \sin(2\gamma))| \\ |f_{v,0,k} l \sin \gamma| \end{array} \right. \quad (8.56)$$

$$F_{y,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{n,90,k} l \cos \gamma| \\ |k f_{v,90,k} l \sin \gamma| \end{array} \right. \quad (8.57)$$

con

$$F_{N,0k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{per } F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,0,k} & \text{per } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (8.58)$$

$$F_{n,90k} = \begin{cases} f_{t,90,k} & \text{per } F_{y,Ed} > 0 \\ f_{c,90,k} & \text{per } F_{y,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (8.59)$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin(2\gamma) & \text{per } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{per } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (8.60)$$

dove γ_0 e k_v sono costanti determinate a partire da prove di taglio in conformità alla EN 1075 e derivate in accordo con la procedura fornita nella EN 14545, per l'effettivo tipo di piastra.[...]"

Infine per quanto riguarda le formule di comprovata validità, sono state estratte da una pubblicazione svolta da un docente universitario e il suo team presso l'Università di Karlsruhe [18] basata sulle formule di Blass, le quali si riferiscono alla capacità portante di una connessione legno-acciaio a singolo piano di taglio. In Fig. 2.6 sono riportate le formule sopracitate, facenti riferimento alla seguente simbologia:

$s_1; s_2$	spessore pannello o infissione connessione
t	spessore del chiodo
$f_{h,1}; f_{h,2}$	resistenza corrispondente rispettivamente a s_1 e s_2
$f_{h,t}$	resistenza chiodo
M_y	momento resistente
d	diametro connessione
$\beta = \frac{f_{h,2}}{f_{h,1}}$	

$$\eta = \frac{f_{h,t}}{f_{h,1}}$$

R capacità di carico per piano di taglio

$$R = \min \begin{cases} f_{h,1} \cdot s_1 \cdot d + f_{h,t} \cdot t \cdot d \\ f_{h,1} \cdot d \cdot \left(\sqrt{2 \cdot s_1^2 + 2 \cdot (2 - \eta)t^2 + 4ts_1 + \frac{4M_y}{d \cdot f_{h,1}}} - (s_1 + 2t) \right) + f_{h,t} \cdot t \cdot d \\ f_{h,1} \cdot d \cdot \left(\sqrt{(1 - \eta)t^2 + \frac{4M_y}{d \cdot f_{h,1}}} - t \right) + f_{h,t} \cdot t \cdot d \end{cases}$$

Fig. 2.6 – Formule di Blass per la capacità di carico di una connessione legno-acciaio ad un piano di taglio [18]

2.3 Dimensionamento e verifica della piastra

In questo capitolo si vedranno le caratteristiche ipotizzate della piastra e le relative verifiche che ne permettano l'utilizzo. Come si vedrà in seguito, sono state inizialmente pensate più soluzioni, sia per quanto riguarda la tipologia di collegamento, piastra chiodata o piastra punzonata, e sia in riferimento al numero di elementi di connessione. Per tale motivo si è deciso di riportare in ogni caso tutte le soluzioni, a prescindere da quella che poi è stata utilizzata.

Caratteristiche materiale	
Resistenza a rottura della piastra	$f_{tk} = 420 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura del tirafondo	$f_{tb} = f_{uk} = 800 \text{ MPa}$
Massa volumica legno	$r = 380 \text{ kg/m}^3$
Resistenza del chiodo Anker 4x400	$R_{v,k} = 1,98 \text{ kN}$
Resistenza del chiodo Anker 6x400	$R_{v,k} = 4,24 \text{ kN}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{M1} = 1,5$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{M2} = 2,0$
Sollecitazioni	
Sollecitazione massima in x	$F_{x,max} = 42,82 \text{ kN}$
Sollecitazione massima in y	$F_{y,max} = 27,76 \text{ kN}$
Sollecitazione massima	$F_{max} = 51,04 \text{ kN}$
Angolo di sollecitazione	$\alpha = 32,96 \text{ kN}$
Sollecitazione proiettata	$F_{max,pro} = 55,47 \text{ kN}$

Tabella 2.1 – Caratteristiche comuni nelle varie tipologie di piastra

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

2.3.1 Tipologia di piastra I

La prima tipologia di piastra prevede uno spessore di 3 mm e un numero di 27 chiodi 6x400, determinati e verificati omettendo la parte di sollecitazione che viene sopportata dal tirafondo. In Tabella 2.2 vengono riportate le caratteristiche geometriche della piastra necessarie per le verifiche.

Caratteristiche geometriche	
Diametro nominale del gambo del tirafondo	d = 16 mm
Spessore piastra	t = 3 mm
Diametro nominale del foro di alloggiamento	d ₀ = 17 mm
Distanza centro del foro - bordo piastra (x)	e ₁ = 122 mm
Spessore dell'elemento infisso	t ₁ = 50 mm
Numero di chiodi	n = 27 mm
Diametro chiodo Anker 6x400	d = 6 mm

Tabella 2.2 – Caratteristiche geometriche piastra tipo I

Verifica spessore piastra

$$a = \min(e_1/3d_0; f_{tb}/f_{tk}; 1) \quad a = 1,000$$

$$k = \min(2,8 e_2/d_0 - 1,7; 2,5) \quad k = 2,5$$

Resistenza a rifollamento piastra

$$F_{b,Rd} = d s \alpha k f_{tb}/\gamma_{M2} \quad F_{b,Rd} = 33,60 \text{ kN}$$

$$\text{Sforzo sul singolo foro} \quad F_{b,Ed} = 27,73 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Resistenza a rifollamento verificata}$$

Fattore di sovraresistenza

$$\gamma_{M1} = F_{b,Ed}/F_{b,Rd} \quad \gamma_{M1} = 1,82 \quad \Rightarrow \text{Fattore sovraresistenza sufficiente}$$

Verifica numero chiodi

$$\text{Momento snervamento chiodi} \quad M_y = 14240,56 \text{ N mm}$$

$$\text{Capacità di carico} \quad R_1 = 3602,72 \text{ N}$$

$$R_1 = 0,4 f_{h,1,d} t_1 d$$

$$\text{Capacità di carico} \quad R_2 = 3859,28 \text{ N}$$

$$R_2 = 1,15 \sqrt{(2 M_y f_{h,1,d} d) + F_{ax,Rk}} / 4$$

$$\text{Capacità teorica di carico del chiodo} = \min(R_1, R_2) \quad R_d = 3,60 \text{ kN}$$

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

Capacità carico $R_d = R_{v,k}/\gamma_{M2}$	$R_d =$	2,12	kN	
Carico agente su ogni chiodo	$R_{Ed} =$	2,05	kN	=> Resistenza a taglio verificata

Fattore di sovraresistenza				
$\gamma_{M2} = R_{Ed}/R_{v,k}$	$\gamma_{M2} =$	2,06		=> Fattore sovraresistenza sufficiente

Come si può notare, le verifiche sono state superate sia lato acciaio della piastra sia per quanto riguarda il taglio dei chiodi. Per queste non è stata utilizzata la capacità di carico dei chiodi derivante dalle formule, ma ci si è basati su quella dichiarata nella scheda tecnica del prodotto; quest'ultima, dopo l'applicazione del coefficiente di sovraresistenza, è risultata essere minore e quindi più vincolante rispetto a quella data dalle formule.

Una volta che il numero di chiodi è stato appurato, si è passati alla progettazione dettagliata della geometria delle piastra, tenendo conto, oltre a quanto appena determinato (spessore e numero di chiodi), anche delle distanze minime dai bordi richiesti dalla normativa (Fig. 2.3 e Fig. 2.4) e soprattutto cercando di ridurre il più possibile le dimensioni. Questo, oltre ad un fatto puramente economico della faccenda, è necessario perché in funzione della grandezza della piastra verranno poi posizionate le staffe, le quali maggiore è la distanza reciproca e meglio lavorano. Per permettere ciò bisogna cercare di impostare tutte le dimensioni in modo tale da risultare le minime imposte da normativa, oppure un'altra soluzione potrebbe essere quella di sviluppare la staffa in verticale, invece che in orizzontale, tenendo conto però che così facendo si introduce una certa eccentricità e quindi un effetto torsionale da non sottovalutare. Nell'immagine successiva, Fig. 2.7, sono riportati i due principi guida, sviluppo della piastra in orizzontale (a) o in verticale (b), si può osservare come le distanze tra le due staffe abbiano una differenza di 15 cm. Inoltre successivamente sono riportate anche le due ipotesi di piastra per questa tipologia: con sviluppo orizzontale in Fig. 2.8 e con sviluppo verticale in Fig. 2.9.

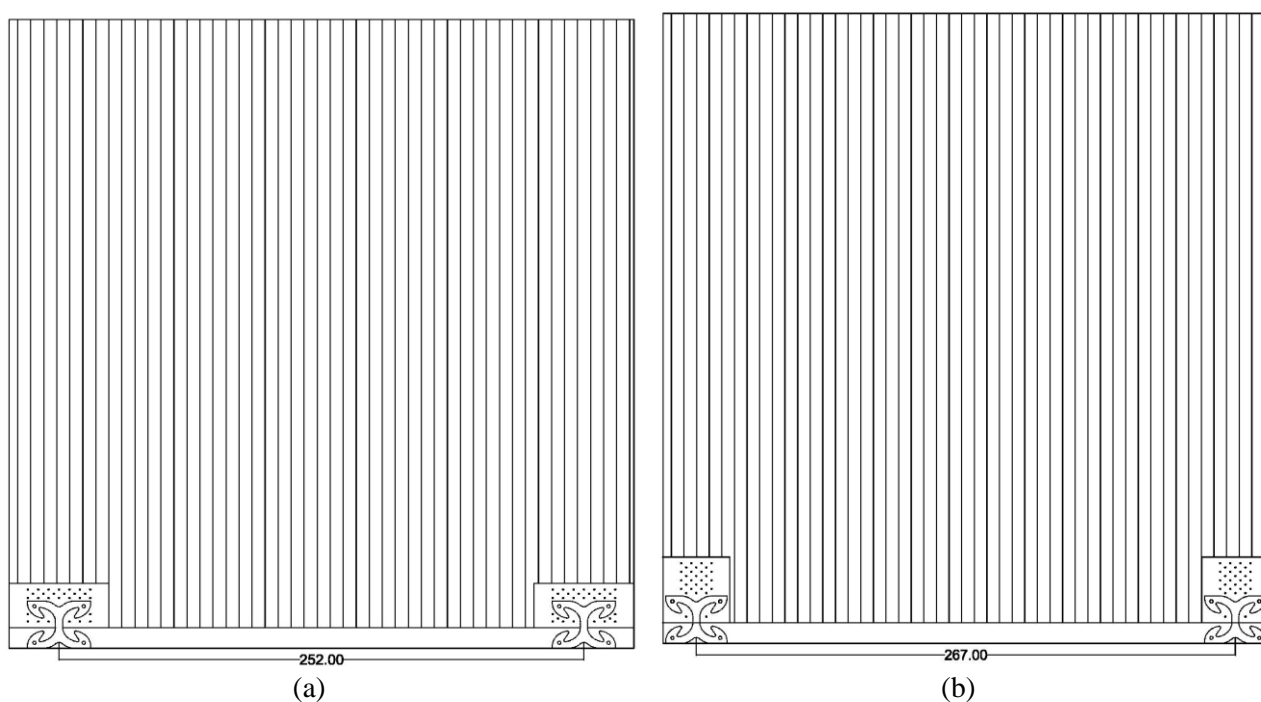


Fig. 2.7 – Confronto ipotesi di sviluppo staffa: orizzontale (a) o verticale (b)

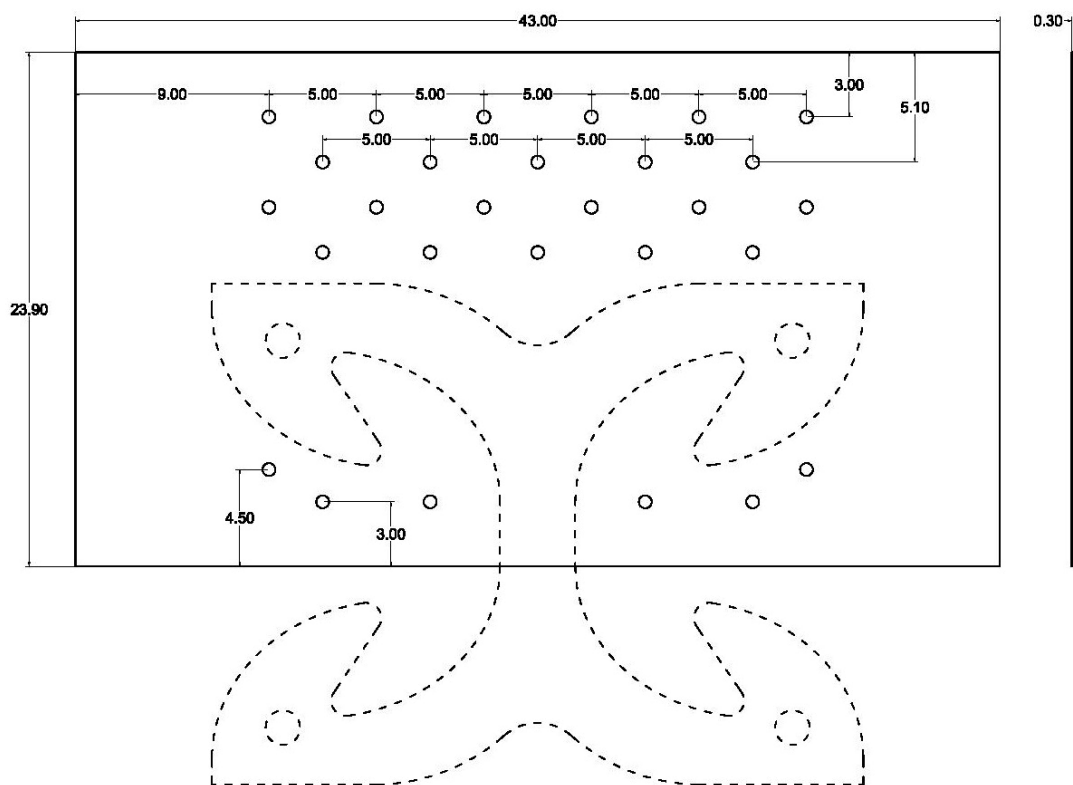


Fig. 2.8 – 1^a ipotesi per la piastra di tipologia I

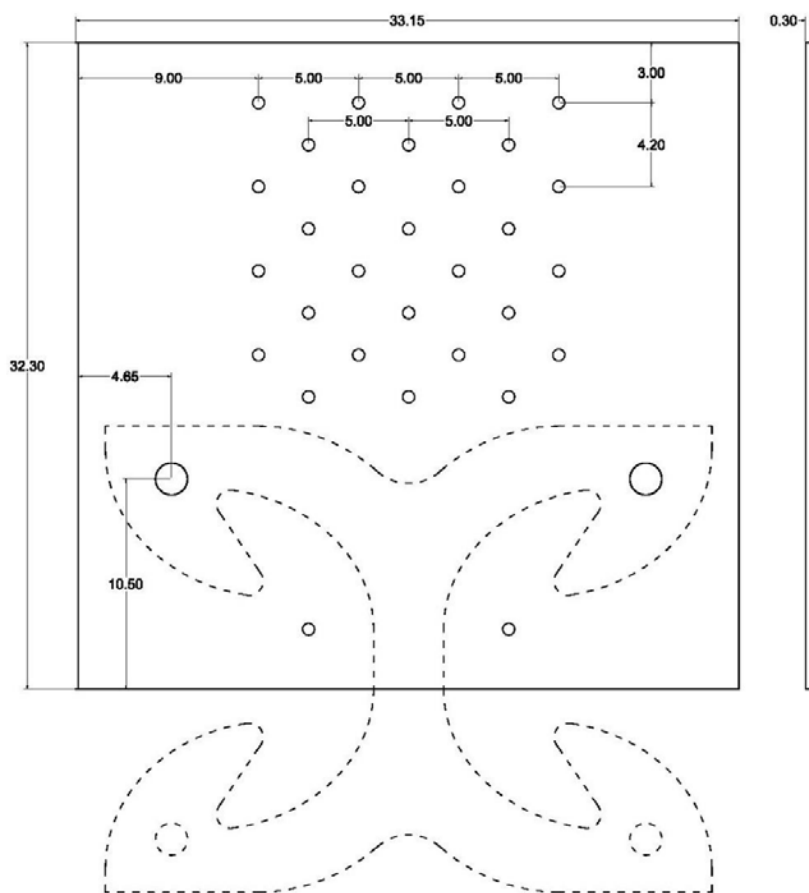


Fig. 2.9 – 2^a ipotesi per la piastra di tipologia I

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

2.3.2 Tipologia di piastra II

La seconda tipologia di piastra prevede sempre uno spessore di 3 mm, ma questa volta un numero di 21 chiodi 6x400, determinati considerando la parte di sollecitazione che viene sopportata dal tirafondo e risultando quindi in numero minore di quanto avvenuto prima. In Tabella 2.3 vengono riportate le caratteristiche geometriche della piastra necessarie per le verifiche.

Caratteristiche geometriche	
Diametro nominale del gambo del tirafondo	d = 16 mm
Spessore piastra	t = 3 mm
Diametro nominale del foro di alloggiamento	d ₀ = 17 mm
Distanza centro del foro - bordo piastra (x)	e ₁ = 122 mm
Spessore dell'elemento infisso	t ₁ = 50 mm
Numero di chiodi	n = 21 mm
Diametro chiodo Anker 6x400	d = 6 mm

Tabella 2.3 – Caratteristiche geometriche piastra tipo II

Verifica spessore piastra

Tale verifica è la medesima svolta per la tipologia I, per tanto non è stata riportata e si rimanda al §2.3.1

Verifica numero chiodi

Resistenza a rottura del tirafondo	$f_{uk} =$	800	N/mm ²
Resistenza a rifollamento legno	$f_{h,t,k} =$	420	N/mm ²
	$f_{h,0,k} =$	26,17	N/mm ²
	$k_{90} =$	1,59	
	$f_{h,\alpha,k} =$	22,28	N/mm ²
	$\eta =$	18,85	
Momento snervamento chiodi	$M_{y,Rk} =$	324282	Nmm
Capacità di carico della connessione		37987	N
		26142	N
		33610	N
	$F_{v,Rk} =$	26,14	kN
Taglio sul tirafondo	$F_{v,tir} =$	5,98	kN

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

Capacità carico $R_d = R_{v,k}/\gamma_{M2}$	$R_d = 2,12 \text{ kN}$	
Carico agente su ogni chiodo	$R_{Ed} = 2,07 \text{ kN}$	=> Resistenza a taglio verificata

Fattore di sovreresistenza		
$\gamma_{M2} = R_{Ed}/R_{v,k}$	$\gamma_{M2} = 2,05$	=> Fattore sovreresistenza sufficiente

Come si può notare anche per questa tipologia, le verifiche sono state superate sia dal lato dell'acciaio della piastra e sia per quanto riguarda il taglio dei chiodi. Come in precedenza non è stata utilizzata la capacità di carico dei chiodi derivante dalle formule, ma ci si è basati sempre su quella riportata dalle schede tecniche. Successivamente sono riportate anche le due ipotesi di piastra per questa tipologia (Fig. 2.10 e Fig. 2.11). la riduzione del numero di chiodi ha portato ad una riduzione dell'altezza della piastra in entrambe le ipotesi.

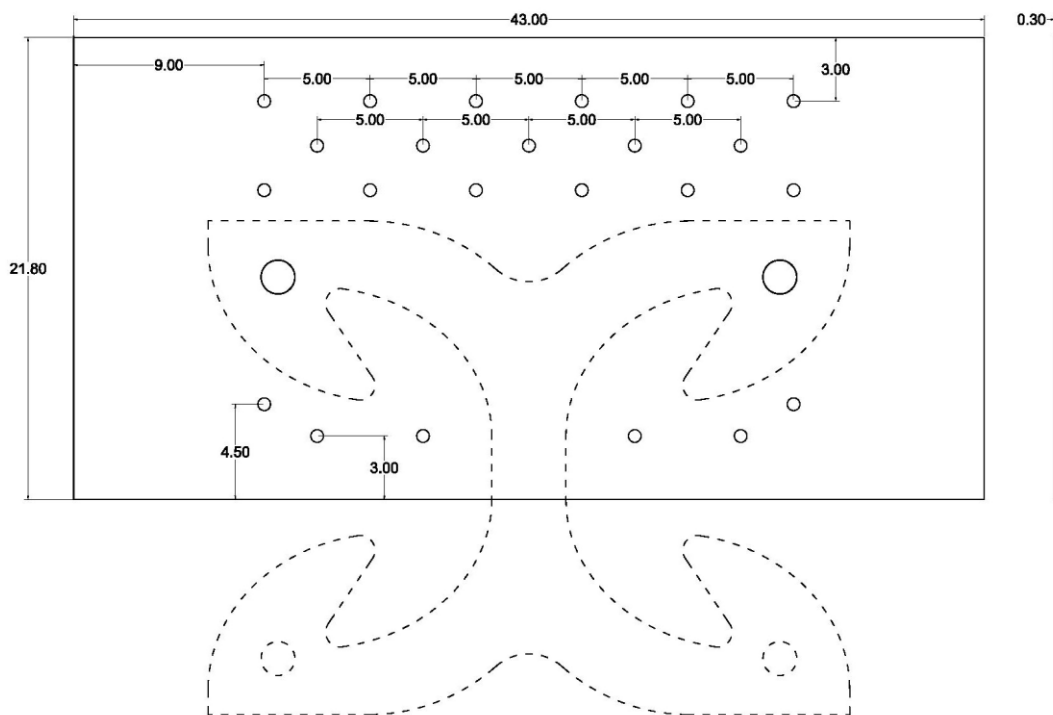


Fig. 2.10 – Disegno piastra tipologia II

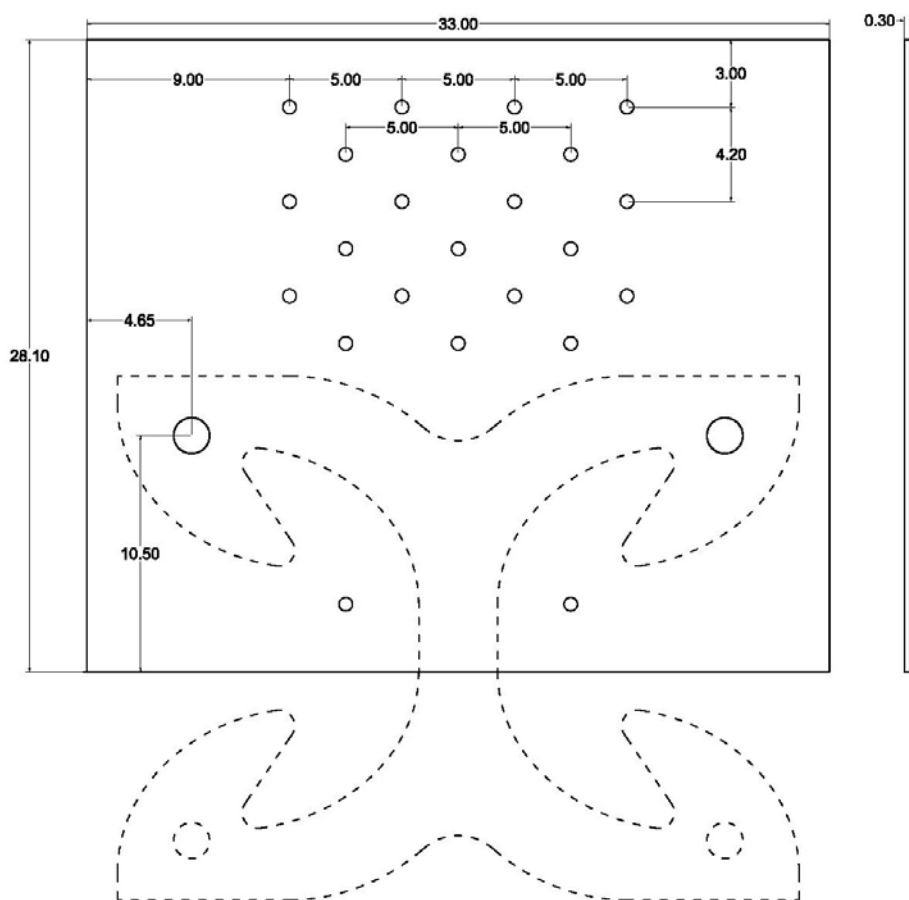


Fig. 2.11 – Disegno piastra tipologia II

2.3.3 Tipologia di piastra III

Si successivamente pensato anche di provare a sostituire i chiodi da 6 mm di diametro con quelli da 4, consapevoli che ovviamente la loro quantità sarebbe stata superiore, ma che ciò venisse compensato da un ingombro minore della staffa, essendo minori distanze richieste dalla normativa. Tutto ciò è stato pensato per tentare di massimizzare la distanza massima tra le staffe e aumentarne così l'efficacia. Per permettere la gerarchia delle resistenze ipotizzata, si sarebbero dovuti utilizzare ben 44 chiodi; un numero troppo eccessivo soprattutto dato che i vantaggi in termini di risparmio di spazio non sono stati così elevati da prendere in considerazione l'ipotesi. Vengono comunque riportate caratteristiche geometriche della piastra (Tabella 2.4) e le verifiche svolte a giustificare tale numero.

Caratteristiche geometriche	
Diametro nominale del gambo del tirafondo	$d = 16$ mm
Spessore piastra	$t = 3$ mm
Diametro nominale del foro di alloggiamento	$d_0 = 17$ mm
Distanza centro del foro - bordo piastra (x)	$e_1 = 122$ mm
Spessore dell'elemento infisso	$t_1 = 50$ mm
Numero di chiodi	$n = 4$ mm
Diametro chiodo Anker 4x400	$d = 4$ mm

Tabella 2.4 – Caratteristiche geometriche piastra tipo III

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

Verifica spessore piastra

Tale verifica è la medesima svolta per la tipologia I, per tanto non è stata riportata e si rimanda al §2.3.1

Verifica numero chiodi

Resistenza a rottura del tirafondo	$f_{uk} =$	800	N/mm ²
Resistenza a rifollamento legno	$f_{h,t,k} =$	420	N/mm ²
	$f_{h,0,k} =$	26,17	N/mm ²
	$k_{90} =$	1,59	
	$f_{h,\alpha,k} =$	22,28	N/mm ²
	$\eta =$	18,85	
Momento snervamento chiodi	$M_{y,Rk} =$	324282	Nmm
Capacità di carico della connessione		37987	N
		26142	N
		33610	N
	$F_{v,Rk} =$	26,14	kN
Taglio sul tirafondo	$F_{v,tir} =$	5,98	kN

Capacità carico $R_d = R_{v,k}/\gamma_{M2}$	$R_d =$	0,99	kN
Carico agente su ogni chiodo	$R_{Ed} =$	0,99	kN => Resistenza a taglio verificata

Fattore di sovraresistenza $\gamma_{M2} = R_{Ed}/R_{v,k}$	$\gamma_{M2} =$	2,00	=> Fattore sovraresistenza sufficiente
--	-----------------	------	---

2.3.4 Tipologia di piastra IV

Infine per l'ultima tipologia si è scelto di non utilizzare i chiodi, ma di realizzare una piastra punzonata. In sostanza si tratta di una piastra metallica in cui vengono realizzati dei fori, il materiale ricavato da questi fori non viene asportato ma viene piegato verso l'esterno; in modo tale che formino gli elementi d'infissione all'interno del legno. In Tabella 2.5 vengono riportate le sollecitazioni agenti, che sono le stesse usate per le altre tipologia, ma leggermente ridotte per tener conto della parte di sforzo che viene assorbito dal tirafondo e con l'aggiunta del momento dovuto all'eccentricità dello sforzo; in Tabella 2.6 invece sono indicate le caratteristiche geometriche e di resistenza della piastra.

Sollecitazioni			
Sollecitazione massima	$F_{max} =$	51,04	kN

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

Sollecitazione agente	$F_{Ed} =$	39,08	kN
Angolo di sollecitazione	$\alpha =$	32,96	kN
Sollecitazione massima in x	$F_{x,Ed} =$	32,79	kN
Sollecitazione massima in y	$F_{y,Ed} =$	21,26	kN
Eccentricità	$e =$	9,00	mm
Momento agente	$M_{A,Ed} =$	295,08	kN mm

Tabella 2.5 – Sollecitazione piastra tipo IV

Capacità caratteristiche			
Resistenza ancoraggio $\alpha = 0^\circ$	$f_{a,0,0,k} =$	2,52	N/mm ²
Resistenza ancoraggio $\alpha = 90^\circ$	$f_{a,90,90,k} =$	1,68	N/mm ²
Resistenza a trazione $\alpha = 0^\circ$	$f_{t,0,k} =$	433	N/mm
Resistenza a trazione $\alpha = 90^\circ$	$f_{t,90,k} =$	171	N/mm
Resistenza a compressione $\alpha = 0^\circ$	$f_{c,0,k} =$	268	N/mm
Resistenza a compressione $\alpha = 90^\circ$	$f_{c,90,k} =$	219	N/mm
Resistenza a taglio $\alpha = 0^\circ$	$f_{v,0,k} =$	141	N/mm
Resistenza a taglio $\alpha = 90^\circ$	$f_{v,90,k} =$	108	N/mm
Resistenza a taglio $\alpha = 0^\circ$	$\gamma_0 =$	0	°
Costanti	$k_v =$	0,3	
Costanti	$k_1 =$	-0,018	
Costanti	$k_2 =$	-0,001	
Costanti	$\alpha_0 =$	33	°
Caratteristiche geometriche			
	$\alpha =$	32,96	°
	$\beta =$	0	°
	$\gamma =$	90	°
	$A_{ef} =$	46333	mm ²
	$l =$	228	mm
	$h_{ef} =$	218	mm
	$d =$	304,46	mm
	$W_p =$	3526635	mm ³

Tabella 2.6 – Caratteristiche piastra tipo V

Di seguito sono riportate le verifiche svolte sulla piastra, si tratta di due tipologie: la prima riguarda la capacità di ancoraggio della piastra nel legno, in sostanza si verifica che essa sia in grado di trasmettere lo sforzo mediante le tensioni tangenziali che si generano nel contorno degli elementi infissi; la seconda invece riguarda la resistenza vera e propria della piastra.

Verifica capacità ancoraggio

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = 2,06300 \quad \text{N/mm}^2$$

$$f_{a,\alpha,0,k} = 1,92672 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{F,d} = 0,843361 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{M,d} = 0,083671 \quad \text{N/mm}^2$$

$$(\tau_{F,d}/f_{a,\alpha,b,k})^2 + (\tau_{M,d}/f_{a,\alpha,0,k})^2 = 0,17 \quad \text{Capacità ancoraggio verificata}$$

Verifica capacità piastra

$$f_{n,0,k} = 433 \quad \text{N/mm}$$

$$f_{n,90,k} = 171 \quad \text{N/mm}$$

$$k = 1,000$$

$$F_{x,Ed} = 32786,26 \quad \text{N}$$

$$F_{y,Ed} = 21259,12 \quad \text{N}$$

$$F_{x,Rd} = 98724 \quad \text{N}$$

$$F_{y,Rd} = 24624 \quad \text{N}$$

$$(F_{x,Ed}/F_{x,Rd})^2 + (F_{y,Ed}/F_{y,Rd})^2 = 0,856 \quad \text{Capacità resistenza piastra verificata}$$

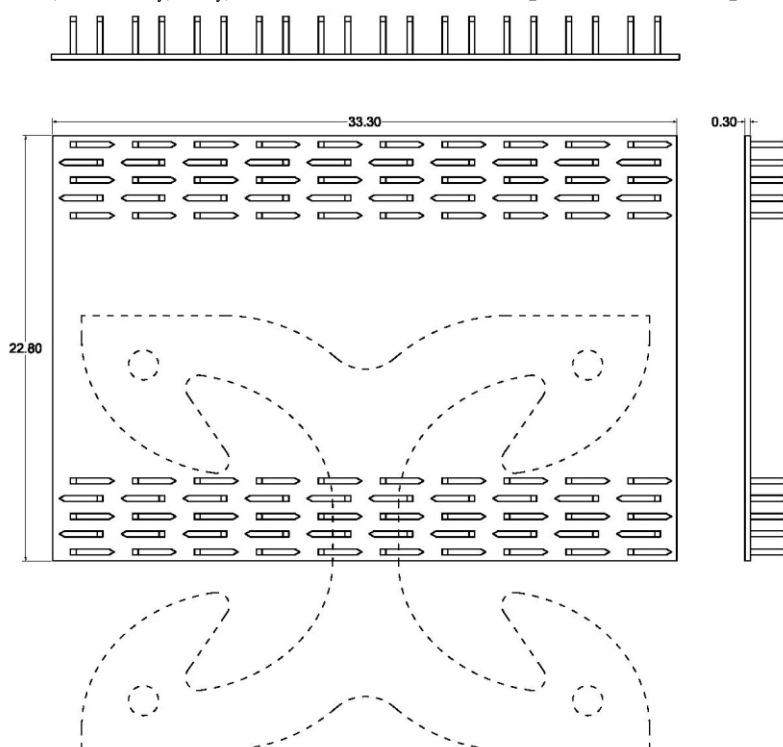


Fig. 2.12 – Disegno piastra tipo IV

2.4 Ricapitolazione risultati

Infine come ultimo paragrafo vengono brevemente riassunti i risultati relativi alle piastre chiodate, in modo da permettere un confronto visivo tra i risultati ottenuti per le diverse tipologie di soluzione. Nella Tabella 2.7 vengono riportati i valori di resistenza e di sovrarresistenza di ogni componente delle diverse tipologie di piastre chiodate, mentre in Fig. 2.13 sono inseriti in un grafico i valori di sovrarresistenza in modo tale da comprendere meglio il concetto di gerarchie delle resistenze.

	Piastre chiodate					
	Tipologia I		Tipologia II		Tipologia III	
	Forza (kN)	Fattore di sovrarresistenza	Forza (kN)	Fattore di sovrarresistenza	Forza (kN)	Fattore di sovrarresistenza
Resistenza staffa	55,47	1,00	55,47	1,00	55,47	1,00
Resistenza piastra	33,60	1,82	33,60	1,82	33,60	1,82
Resistenza chiodi	114,48	2,06	89,04	2,06	87,12	2,00

Tabella 2.7 – Ricapitolazione risultati per la staffa di sostegno

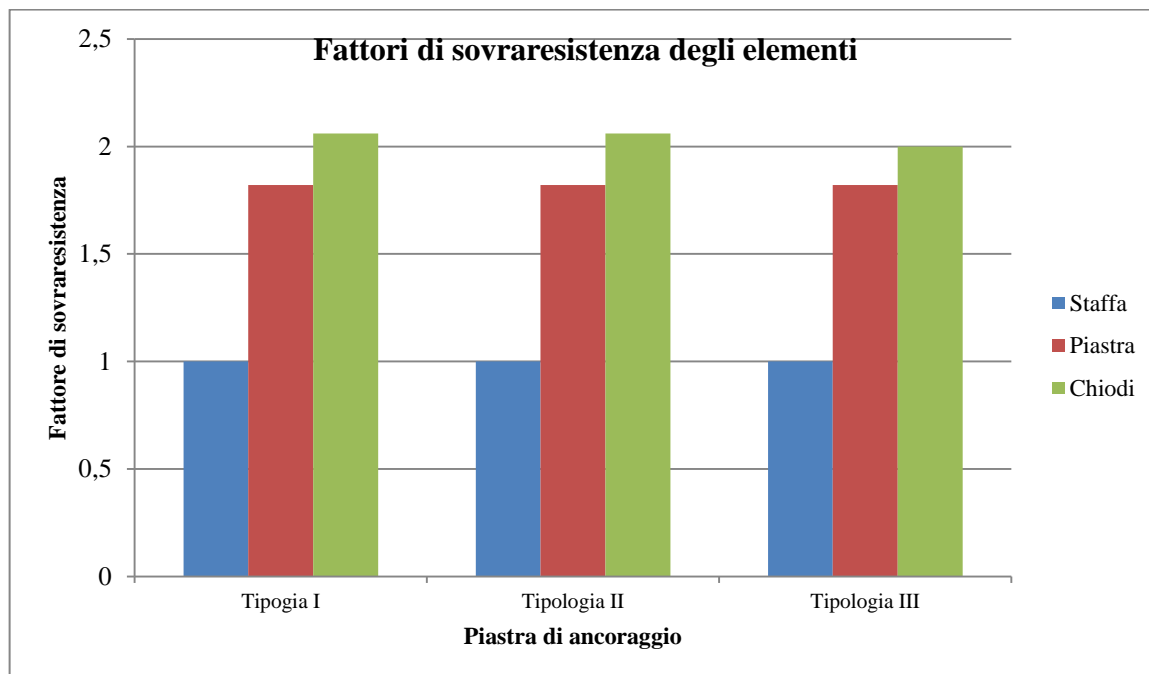


Fig. 2.13 – Valori di sovrarresistenza degli elementi

Capitolo 3

3. MODELLAZIONE AVANZATA DELLE STAFFE X-BRACKETS

In questo capitolo invece, viene analizzato l'altra problematica emersa dallo studio preliminare della staffa. Dopo una trattazione maggiormente approfondita del dominio delle staffe X-brackets, si è andati alla ricerca di un valido sostituto al programma di analisi numerica ANSYS. Programma molto valido e preciso nell'analisi svolte in precedenza, ma eccessivamente oneroso in termini di tempo.

Si era pensato di poter considerare una sola alternativa, un programma molto semplice, ma allo stesso momento preciso e valido, utilizzato per lo più negli Stati Uniti. Dai risultati emersi e dai confronti fatti con il programma di riferimento, è emerso come le aspettative fossero sbagliate e si necessitava di un cambio di software.

La seconda scelta è ricaduta in un programma esterno ai classici programmi di uso strutturale, si è pensato infatti che per risolvere un problema di cui raramente si tiene conto, bisognasse utilizzare programmi fuori da classici canonici, in modo tale da avere la maggior libertà possibile. Dai risultati ottenuti è emerso che, nonostante la non totale coincidenza dei dati, ci si sta velocemente avvicinando allo scopo prefissato; vi sono ancora alcune cose da sistemare per migliorare ulteriormente il modello, ma visto le premesse si è più che ottimisti.

3.1 Approfondimento problema dominio

Come accennato al paragrafo §1.5, uno degli aspetti di questo elaborato riguarda il dominio e l'interazione tra resistenza a taglio e a trazione delle staffe X-brackets. Dal lavoro svolto precedentemente sull'analisi delle staffe combinando le sollecitazioni secondo varie angolazioni, sono stati ricavati i domini di resistenza delle staffe in termini di sollecitazioni (Fig. 3.1-a) e in termini di spostamenti (Fig. 3.1-b). Nei due grafici è indicato in blu il limite a snervamento e in rosso il limite a rottura; inoltre in quello dalle sollecitazioni sono riportate in grigio le varie progressioni che hanno compiuto le staffe secondo le varie angolazioni e in quello degli spostamenti invece sono indicate le duttilità μ per intervalli di angoli.

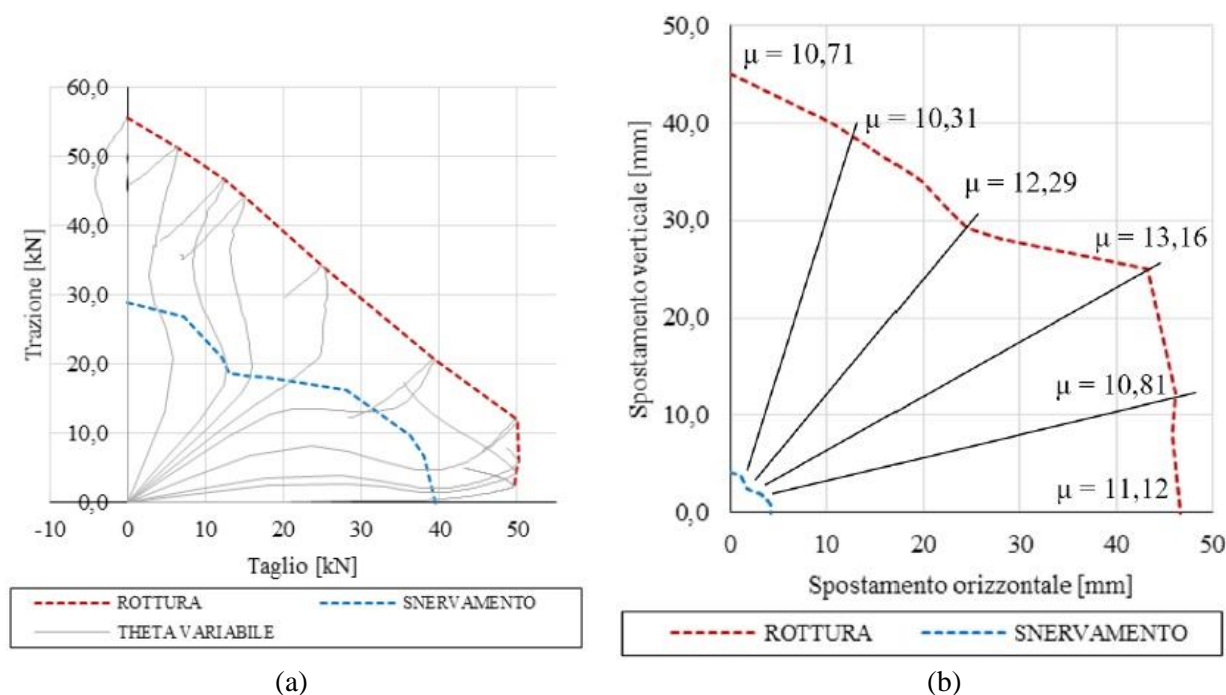


Fig. 3.1 – Dominio staffe in termini di sollecitazioni (a) e in termini di spostamenti (b) [11]

L'acciaio, al contrario di altri materiali come la muratura o il calcestruzzo armato, solitamente non prevede il problema del dominio, questo perché abitualmente non entra in gioco l'interazione tra lo sforzo normale e quello di taglio. Per questo elemento invece, come è stato ampiamente dimostrato, è notevolmente importate l'aliquota dello sforzo che agisce in uno o nell'altra direzione. Tutto ciò comporta che se rimanessimo nell'ipotetico caso di sollecitazione uni assiale, si otterrebbero le migliori risposte del sistema, come è dimostrato dai grafici in Fig. 3.1. In entrambe le due direzioni la staffa si comporta pressoché allo stesso modo, arrivando a rottura per valori di spostamento e resistenza molto simili. A snervamento il discorso è leggermente diverso, in quanto, nonostante i valori di spostamento analoghi, lo sforzo relativo a taglio è decisamente superiore a quello a trazione; questo è spiegabile, come si può osservare dalla Fig. 3.2 che riporta i legami costitutivi, al fatto che a taglio la staffa presenta una rigidità maggiore e quindi, nonostante lo spostamento a snervamento comune, presenta uno sforzo di snervamento maggiore. Nella Fig. 3.2 è riportata anche l'approssimazione bilineare dei legami (curve rosse) implementabili dalle leggi costitutive presenti nei software impiegati.

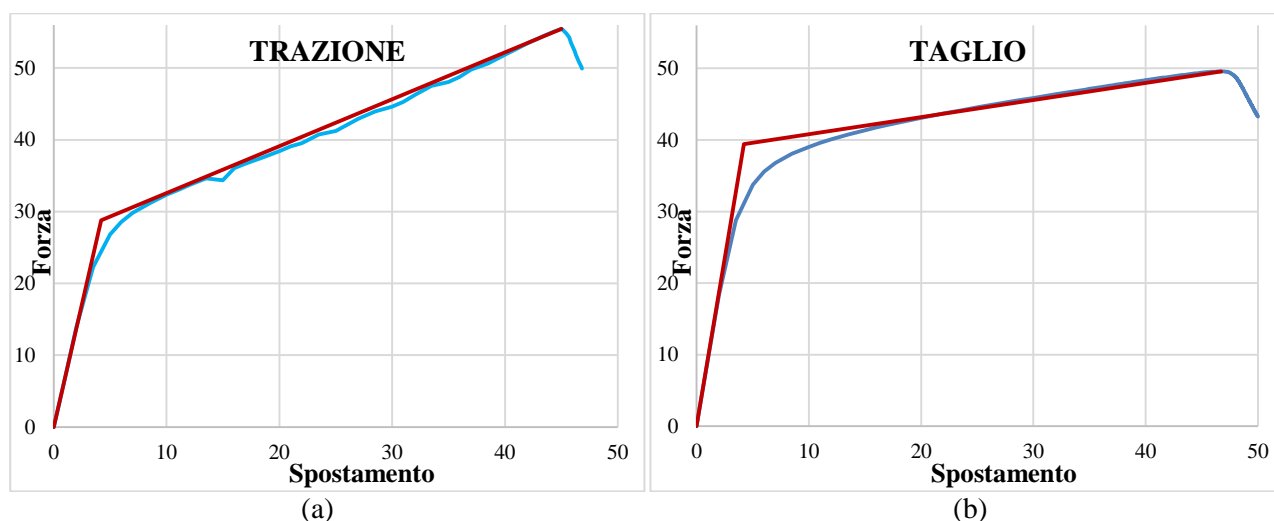


Fig. 3.2 – Legami costitutivi delle staffe: a trazione (a) e a taglio (b) [11]

Anche i domini così dettagliati sarebbero difficili da implementare, per questo sono stati approssimati con funzioni regolari in modo tale da facilitare l’inserimento nei programmi utilizzati. In particolare il dominio degli sforzi è stato approssimato con una funzione curva per il limite a snervamento e una retta per quanto riguarda la rottura. Per quello degli spostamenti invece in sostanza si è compiuto il contrario, una funzione lineare a snervamento e una curva a rottura.

Dal punto di vista pratico, tutto ciò può essere un problema in quanto i classici programmi di calcolo di maggior utilizzo sono sistemi dotati di una decisa facilità di utilizzo, ma abbastanza limitati nelle possibili modifiche. Nel senso che, data anche la loro diffusione e notorietà, sono programmi relativamente semplici da usare e molto intuitivi, ma che compensano questi vantaggi con una limitazione delle possibilità di modifica in base alle esigenze dell’utente. Questo non ci ha permesso di utilizzarli in quanto non sarebbe stato possibile inserire al loro interno un adeguamento delle proprietà della staffa in funzione dello stato di sollecitazione, si è così optato per altri programmi: il primo, OpenSees, è un programma molto utilizzato in ambito della ricerca per le sue caratteristiche di semplicità e facilità di implementazione, il secondo, MatLab, è un programma raramente sfruttato nell’ambito del calcolo delle strutture, ma che se giustamente adeguato assolve anche questo compito.

3.2 Metodi di modellazione studiati

Lo scopo a cui si vuole giungere con questo elaborato è quello di arrivare ad un modello di facile compilazione e risoluzione, che riesca ad assecondare bene i risultati ottenuti da Ansys.

Per far ciò sono state necessarie varie modellazioni attraverso i due software già citati:

- OpenSees: Modello con dominio quadrato:
 - Pushover
 - Ciclica
- OpenSees: Modello modificato del layout delle molle
 - Pushover
 - Ciclica
- MatLab: Modello con dominio quadrato
 - Pushover
- MatLab: Modello con dominio corretto

- Pushover
- Ciclica

Nel diagramma in Fig. 3.3 è possibile capire come per arrivare al risultato finale sono stati fatti vari step, in modo tale da poter giungere al nostro scopo. Il modello in MatLab con dominio quadrato è servito da collegamento tra il quello in OpenSees e quello in MatLab con dominio corretto e per questo viene indicato in Fig. 3.3 non con una doppia freccia, che indica i confronti svolti, ma con una singola; è per questo anche che è stata implementata la sola analisi Pushover.

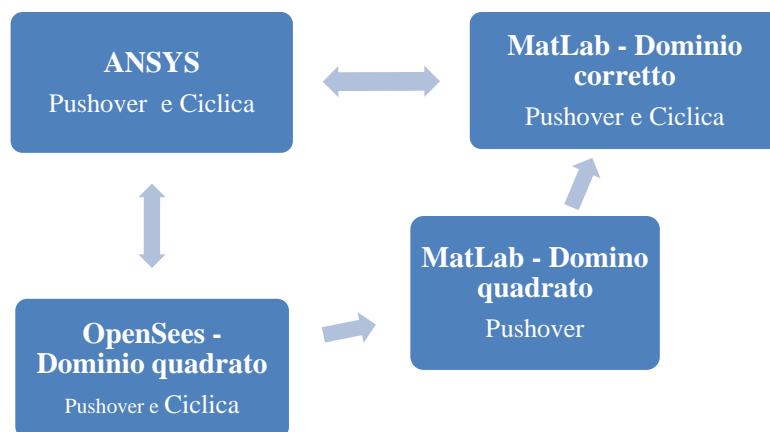


Fig. 3.3 – Collegamenti tra programmi

3.3 Modellazione mediante il software “OpenSees”

3.3.1 Il software “OpenSees”

Il primo programma preso in considerazione è stato appunto OpenSees, programma ideato presso l’Università di Berkeley in California da F. McKenna e G.L. Fenves [19]. Il programma è utilizzato in tutto il mondo per la sua precisione nella riproduzione del comportamento delle strutture durante l’azione sismica, da cui nasce anche l’acronimo del nome: **Open System for Earthquake Engineering Simulation**. Come riportato dal nome si tratta di un programma open source e quindi in continua evoluzione e miglioramento grazie alla collaborazione tra sviluppatori e utilizzatori; ulteriore aspetto che ne ha aiutato la diffusione è la sua gratuità, reperibili gratuitamente dal sito ufficiale sia il programma che il suo manuale.

L’aspetto negativo del programma è inesistenza di un’interfaccia grafica, che forse ne complica un po’ l’utilizzo, sia in fase di input e sia di output, i comandi vengono inseriti all’interno del programma mediante scrittura in lingua TCL e i risultati sono espressi mediante file di testo.

3.3.2 Il modello principale utilizzato

Sono state riprodotte in OpenSees le tre pareti già citate al paragrafo §1.4.3 e riportate in Fig. 1.25. Tali pareti sono formate da una serie di elementi monodimensionali chiamati truss che in funzione del loro legame costitutivo andranno a rappresentare la parete, le staffe e il cordolo. Si è partiti creando i nodi della geometria del sistema, nodi a cui poi saranno poi collegati i truss; essi corrispondono ai vertici della parete e agli estremi della staffa.

Successivamente sono stati definiti i vari legami costitutivi dei materiali utilizzati mediante particolari funzioni ben definite, le quali sono riportate, spiegate ed illustrate nel manuale del programma [20]:

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

- legno: rappresenta il legame del pannello in legno, è stato utilizzato la funzione “*uniaxialMaterial Elastic*”, cioè un legame perfettamente elastico. Infatti, oltre al nome necessario per i richiami successivi, l'unico parametro richiesto era il modulo elastico (E), il quale non era propriamente quello del pannello, ma è stato inserito un valore molto elevato per non aver problemi di deformazione del pannello;
- Con shear: indica il legame a taglio della staffa, è stata utilizzata la funzione “*uniaxialMaterial Steel02*”, cioè un legame elasto-incrudente. I parametri introdotti sono molteplici, tra cui il modulo elastico (E), lo sforzo di snervamento (F_y) e altri parametri che definiscono l'incrudimento;
- Con axial: rappresenta il legame assiale a trazione della staffa, la funzione è la medesima del precedente, ma vengono inseriti ulteriori parametri per la definizione dell'incrudimento.
- Con R: riproduce il legame del cordolo di supporto della parete, la funzione usata è “*uniaxialMaterial ENT*”, cioè un legame elastico nella parte a compressione e nullo nella parte a trazione. Anche per questo legame l'unico parametro introdotto è stato il modulo elastico.

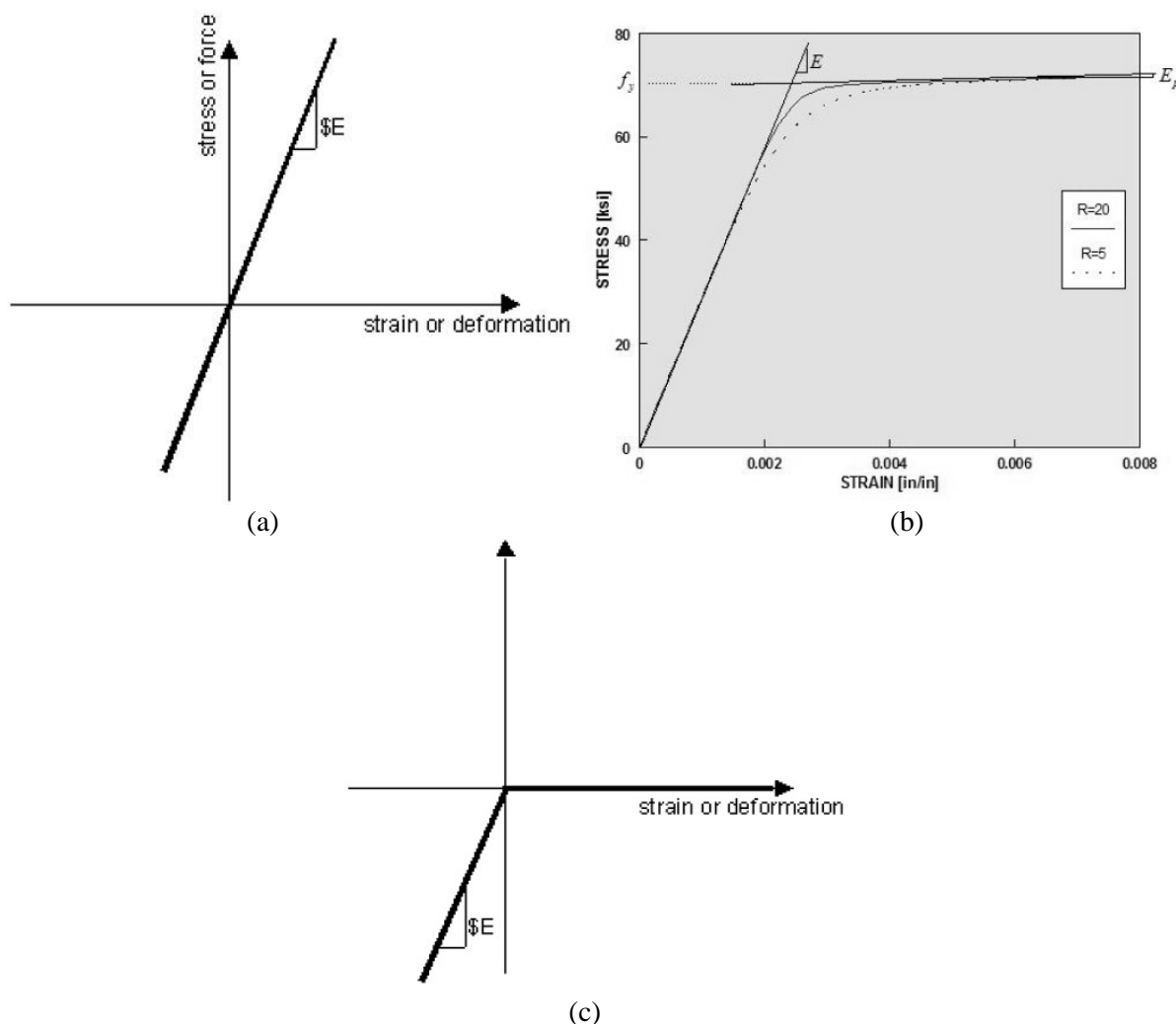


Fig. 3.4 – Tipologie di legami utilizzati. (a) *uniaxialMaterial Elastic*, (b) *uniaxialMaterial Steel02* e (c) *uniaxialMaterial ENT* [20]

Successivamente si è passati al posizionamento e alla definizione degli elementi truss, per la modellazione del pannello sono stati uniti mediante truss i 4 vertici del pannello e anche i 2 vertici opposti in diagonale, creando così dei traversi con la funzione di irrigidimento della struttura che altrimenti sarebbe

labile. Per quanto riguarda le pareti con 3 connessioni (Wall B e Wall C), data la necessaria presenza del nodo centrale, il pannello è stato suddiviso in 2 metà e ognuna delle quali è dotata di 2 traversi. Le staffe invece sono state modellate mediante 2 molle ognuna, una posizionata in orizzontale rappresenta la resistenza a taglio e una in verticale per quella a trazione. Inoltre in parallelo a quest'ultime sono state posizionate anche quelle relative alla rappresentazione del cordolo. Per maggiori chiarimenti sono state riportate tutte e 3 schematizzazioni in Fig. 3.5. Per ogni elemento creato è stato indicato il nodo di indizio e di fine, la sezione, che per semplicità è stata presa come unitaria, e il legame costitutivo corrispondente.

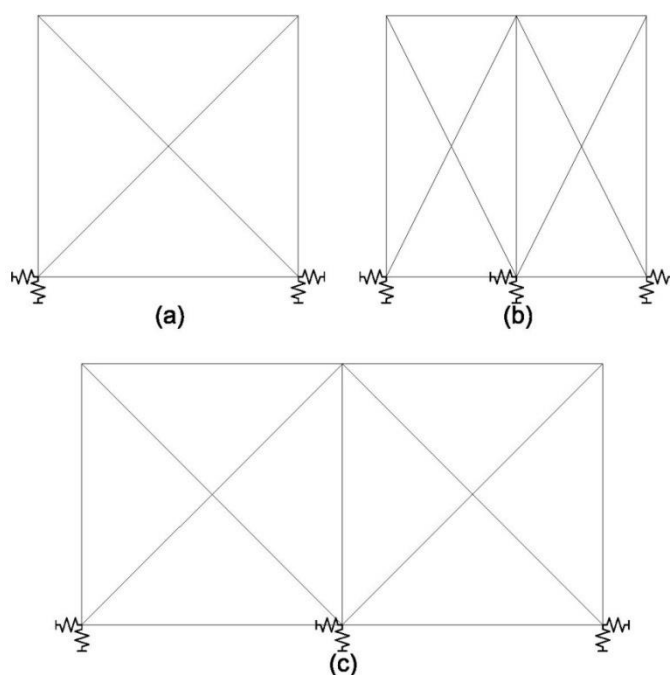


Fig. 3.5 – Schematizzazione in OpenSees delle Wall A (a), Wall B (b) e Wall C (c)

Per concludere il modello sono stati definiti i nodi vincolati, cioè in nodi delle staffe non connessi al pannello, e il carico uniformemente distribuito nella sommità.

Infine, una volta conclusa la modellazione, si è provveduto ad eseguire un'analisi Pushover e una Ciclica per ciascuna delle pareti. L'analisi Pushover è stata eseguita attraverso l'uso di una funzione esterna, la *“push_DisCtrl1”*, la quale una volta inseriti: forza iniziale, direzione di tale forza, il suo nodo di applicazione, lo spostamento ultimo e il passo, mediante il controllo degli spostamenti, realizza l'analisi. Per quanto riguarda invece la Ciclica, sono state utilizzate due funzioni: la prima *“push_PeakPts”* richiede la forza iniziale, la direzione e il nodo di applicazione che poi vengono riportati, insieme agli incrementi e alla lista dei punti di controllo, all'interno dell'altra funzione, *“procRCycDAns”*. Quest'ultima in particolare è necessaria all'inversione della direzione della forza; queste due unite realizzano l'analisi Ciclica, sempre in controllo di spostamenti. Tutte queste funzioni sono già stata implementate e sono riportate all'interno del manuale [20].

3.3.3 I risultati del modello principale

Una volta eseguite le varie analisi per le diverse pareti, è stato necessario verificare e provare a convalidare i risultati ottenuti. Per fare ciò si sono sovrapposti i risultati ottenuti con OpenSees per ogni parete e per ogni tipologia di analisi con quelli derivanti dalla modellazione dettagliata di Ansys[11]. Così facendo si è potuto verificare se il comportamento della staffa nel nuovo modello fosse abbastanza simile a

quello ottenuto sperimentalmente e se quindi il modello, di conseguenza anche il programma, fosse adatto ai nostri scopi. Come verrà a breve mostrato e spiegato, non si è giunti a tale risultato.

Pushover – Wall A

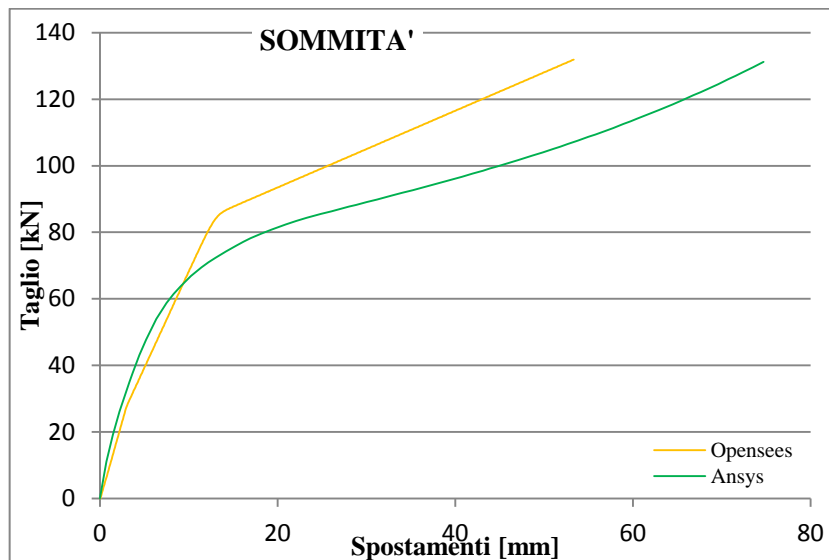
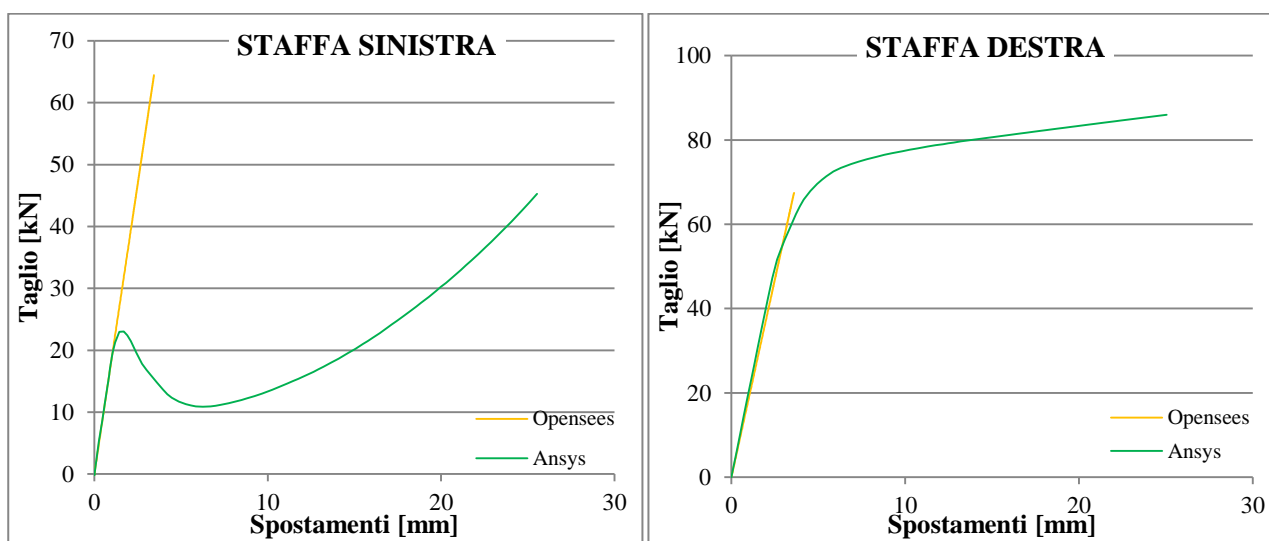


Fig. 3.6 – Curva forza-spostamento per taglio in sommità

Nella Fig. 3.6 è riportata la curva forza-spostamento relativa al taglio totale agente e lo spostamento in sommità. Si può notare fin da subito come il modello in OpenSees abbia delle notevoli differenze, in particolare si nota come la rigidità del sistema sia decisamente maggiore rispetto a quella di riferimento. Tutto ciò è deducibile sia dalla pendenza del tratto plastico della curva, leggermente maggiore per la curva del nuovo modello, e sia dal minor spostamento a cui giunge il sistema a parità di sforzo tagliante.

Le immagini successive mostrano le motivazioni su quando descritto per la figura precedente; infatti nella Fig. 3.7-a si nota come la staffa di sinistra in OpenSees resti sempre in campo elastico, mentre quella di Ansys arrivata ad un certo valore, minore di quello di snervamento determinato in §1.4.2, entra in fase plastica riducendo così la propria rigidità ed permettendo maggiori deformazioni. Inoltre confrontando anche le sollecitazioni ultime, ci si accorge come in OpenSees si raggiungono maggiori sollecitazioni rispetto Ansys. Mentre sostanzialmente avviene il contrario per la staffa di destra (Fig. 3.7-b), in Ansys essendosi ridotta la capacità portante della staffa sinistra, quella di destra deve compensare la mancanza di rigidità e di sollecitazione assorbita; in OpenSees invece la staffa continua a lavorare in fase elastica, dato che non c'è la necessità di compensare nessuna perdita di capacità e non si è superato lo sforzo di snervamento.

Questo comportamento avviene perché non si è introdotta nessuna interazione tra taglio e trazione o nessuna verifica sul dominio, così facendo le staffe lavorano con la loro massima capacità. La staffa non si snerva in quanto non si raggiunge il relativo punto e non ci si può spingere oltre perché in direzione assiale si arriva alla rottura. Infatti contrariamente a quanto si potrebbe credere il comportamento assiale è molto simile tra i due modelli, come è osservabile in Fig. 3.8. Per la componente assiale si sono riportati i dati relativi alla sola staffa sinistra, in quanto la destra è solamente compressa e quindi è compito del cordolo resistere alla sollecitazione. Le uniche differenze sono nella fase di snervamento, in cui OpenSees sovrastima un po' la posizione, e nel valore dello sforzo ultimo, maggiore in Ansys a parità di spostamento.



(a) (b)
Fig. 3.7 – Curve forza-spostamento per taglio staffa sinistra (a) e staffa destra (b)

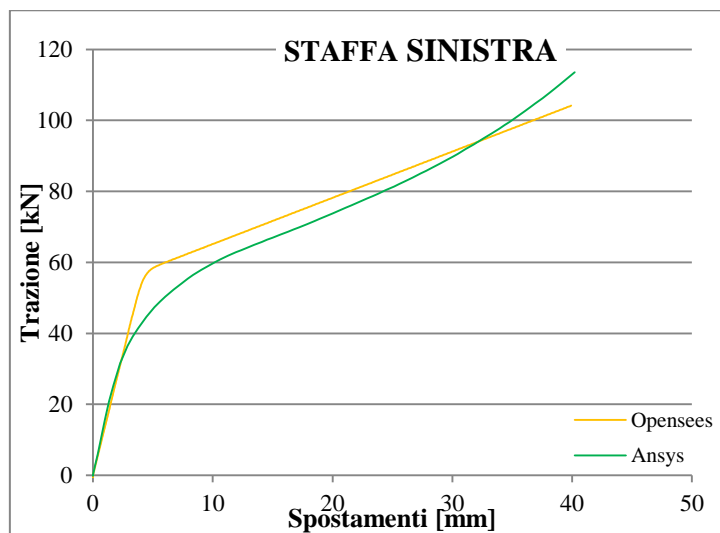


Fig. 3.8 – Curva forza-spostamento per trazione nella staffa sinistra

Pushover – Wall B

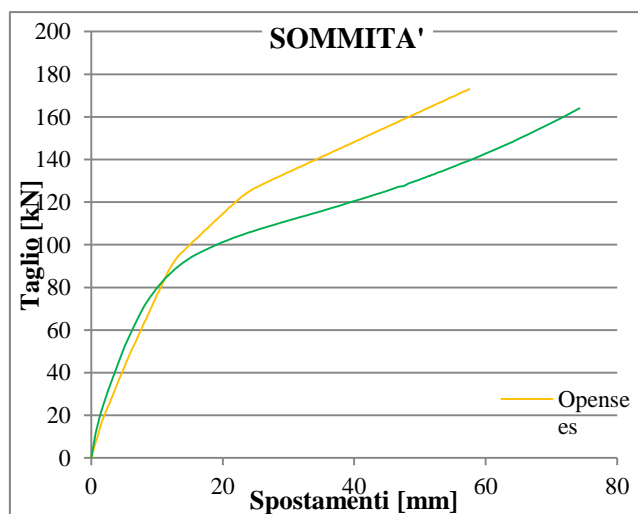
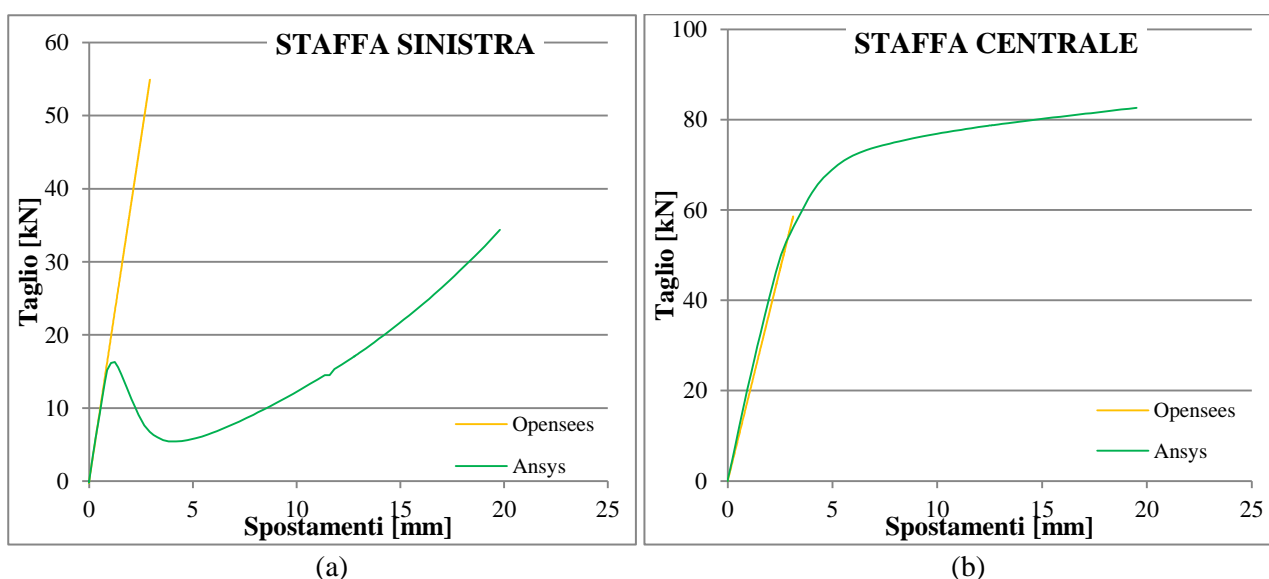
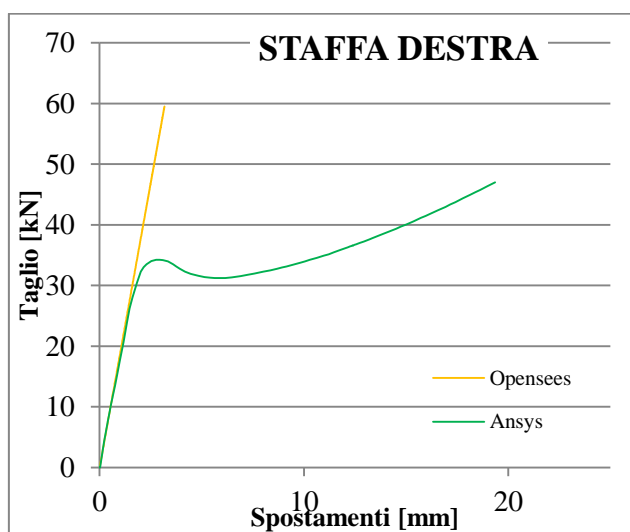


Fig. 3.9 – Curva F- δ per il taglio in sommità

Stessi risultati si possono dedurre analizzando la Wall B, infatti come visibile in Fig. 3.9 il modello in OpenSees continua a rimanere maggiormente rigido rispetto a quello di Ansys. Tutto ciò è dovuto alle stesse motivazioni descritte precedentemente: il modello non permette la variazione delle caratteristiche meccaniche delle staffe in funzione del rapporto con lo sforzo assiale. Come riportate nelle curve successive, Fig. 3.10, le staffe a taglio lavorano sempre in campo plastico e ovviamente tutte alla stessa maniera, con lo stesso comportamento. Mentre il modello dettagliato prevede che le staffe abbiano valori di snervamento diversi tra loro in funzione del valore dello sforzo assiale, ciò comporta che le varie staffe si comportino tutte in maniera differente.

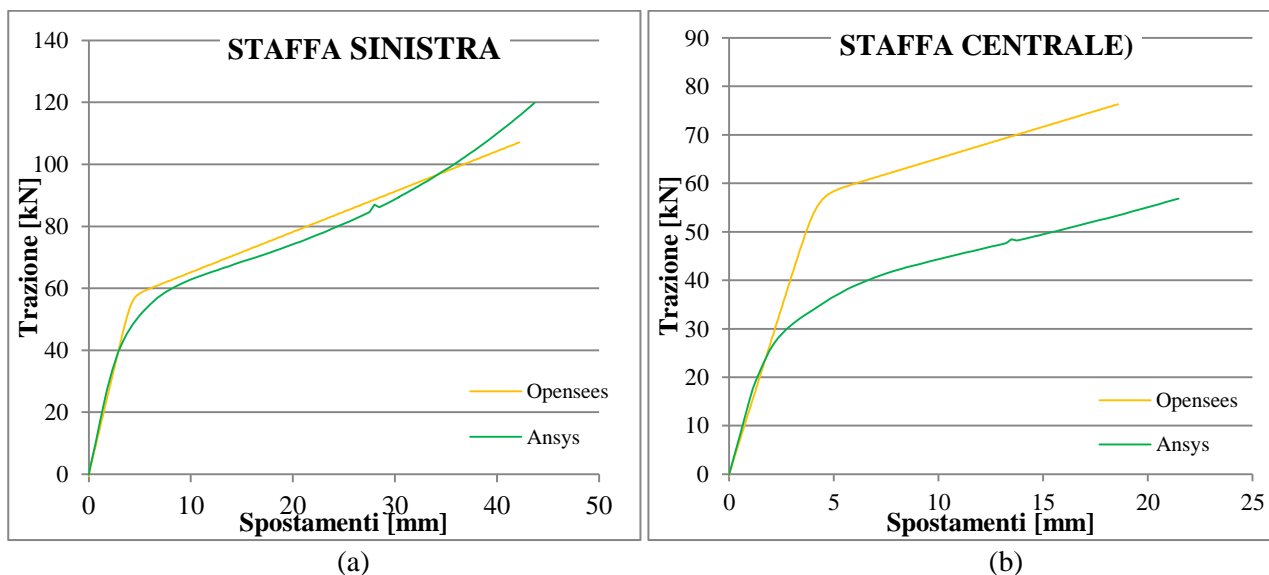
Contrariamente a quanto accaduto per la Wall A, il comportamento assiale non è così simile. In Fig. 3.11 sono riportati i comportamenti a trazione della staffa sinistra e di quella centrale, quella a destra invece per le motivazioni sopra esposte non è stata riportata. Si nota come per la staffa sinistra si abbia una buona approssimazione, eccezione per il carico ultimo che è leggermente inferiore. Per la staffa centrale si ha un comportamento in risposta circa pari al doppio di quello di Ansys, soprattutto per quanto riguarda la fase plastica, anche se si ha una buona approssimazione delle varie rigidità.





(c)

Fig. 3.10 – Curva F- δ a taglio per la staffa sinistra (a), la staffa centrale (b) e quella destra (c)



(a)

(b)

Fig. 3.11 – Curve F- δ a trazione per la staffa sinistra (a) e la staffa centrale (b)

Pushover – Wall C

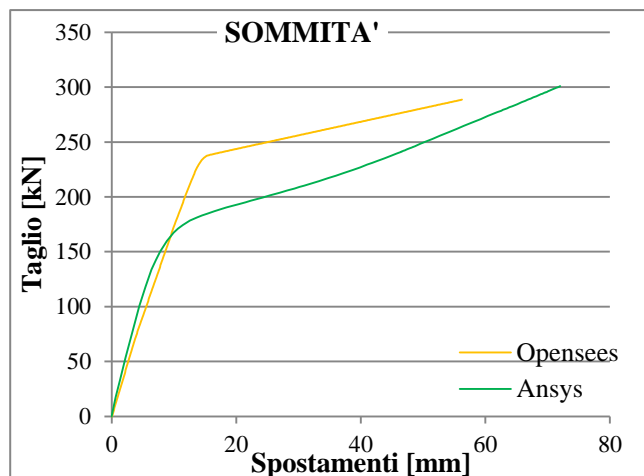


Fig. 3.12 – Curva F- δ per il taglio in sommità

Neanche per la Wall C la situazione cambia, però vi sono alcune particolari cambiamenti interessanti rispetto ai casi precedenti. Nessuna grossa novità per quanto riguarda la curva del taglio in sommità (Fig. 3.12), si nota solo come la fase di snervamento sia superiore a quella di Ansys e che si ha una rigidità tale per cui la pendenza della fase plastica è differente, ne deriva uno spostamento e un carico ultimo molto differenti tra loro.

Per quanto riguarda il comportamento a taglio (Fig. 3.13), precedentemente mostrato come la causa principale dei problemi del modello, si ha una buona corrispondenza tra i due modelli, almeno per la staffa centrale e quella destra; le uniche differenze per queste sono date dalla parte relativa allo snervamento, la quale è leggermente superiore rispetto a quella in Ansys. Per quella sinistra, in termini di spostamento e sforzo massimo si è abbastanza vicini, ma come comportamento generale siamo all'opposto. In particolare questa staffa, come le rispettive precedenti, dovrebbe snervare ad un valore relativamente basso per poi avere un'elevata fase plastica, in OpenSees invece si comporta esattamente come le altre, cioè totalmente reagenti.

Le discrepanze più elevate tra le due modellazioni sono dovute al comportamento a trazione delle staffe. Esso è riportato in Fig. 3.14 per le sole staffe sinistra e centrale. Nel grafico a sinistra, riferito alla staffa sinistra, si nota come si abbia lo stesso problema che si aveva per il taglio nelle Wall precedenti e cioè la capacità portante totale della staffa a prescindere dal taglio. Ciò comporta una fase di snervamento maggiore e uno spostamento notevolmente inferiore di quelli di Ansys. Per la staffa centrale invece è difficile fare un confronto, dato il fatto che sono totalmente diversi tra loro, in Ansys si avrebbe un minimo sforzo assorbito con un pressoché nullo spostamento; mentre in OpenSees si ha un comportamento decisamente più importante.

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

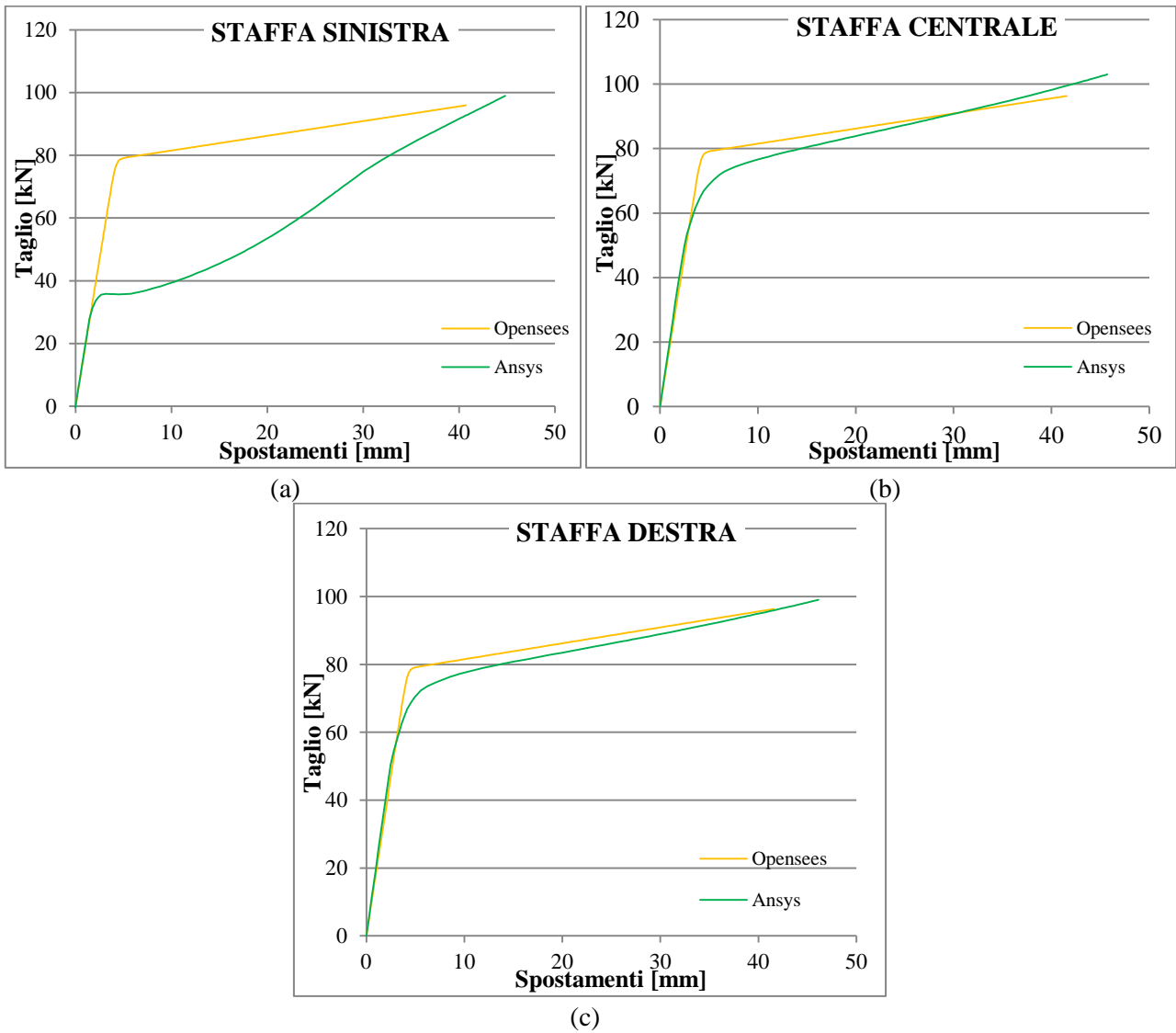


Fig. 3.13 – Curve F- δ a taglio per la staffa sinistra (a), la staffa centrale (b) e quella destra (c)

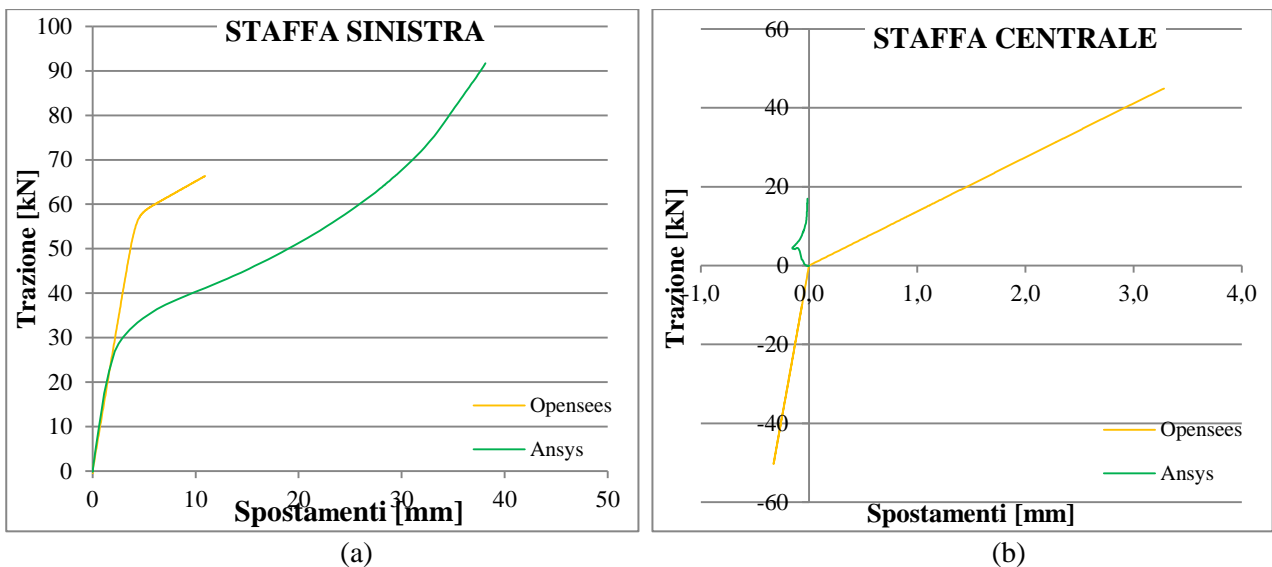


Fig. 3.14 – Curve F- δ a trazione per la staffa sinistra (a) e quella centrale (b)

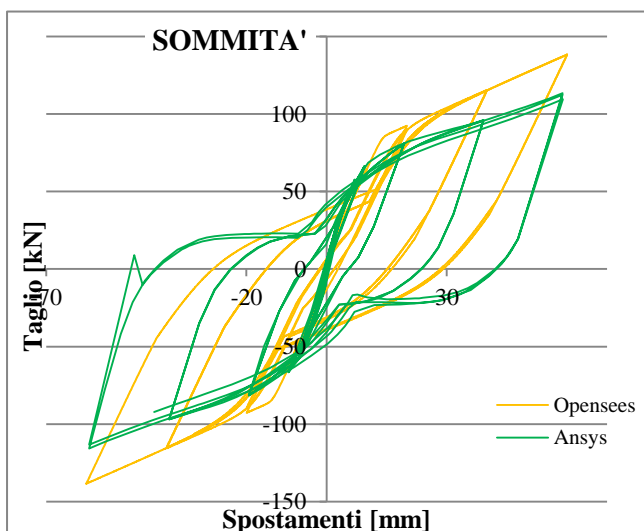
Nonostante i risultati tutt'altro che confortanti e attendibili, si è comunque svolta anche l'analisi Ciclica per le tre pareti. I risultati non sono diversi, si ha sempre una grossa differenza tra i due modelli e per questo verranno riportati solo per conoscenza; verrà posta leggera attenzione alla parte relativa all'energia dissipata. Si tratta di due grafici per parete: il primo riporta la differenza tra l'energia totale tra lo step considerato e quello precedente e il secondo è relativo all'energia totale. L'energia di cui si parla è quella dissipata dalle staffe mediante le deformazioni. Da questa è possibile dare una percentuale di errore del modello in OpenSees rispetto a quello "corretto" di Ansys. Tali risultati sono stati riportati nel presente paragrafo per poter cogliere le evidenti differenze che si ottengono con l'implementazione di un dominio corretto, lavoro che verrà poi presentato nei successivi paragrafi.

Wall A: Comportamento a taglio e trazione in Fig. 3.15 ed energia dissipata in Fig. 3.16;

Wall B: Comportamento a taglio e trazione in Fig. 3.17 ed energia dissipata in Fig. 3.18;

Wall C: Comportamento a taglio e trazione in Fig. 3.19 ed energia dissipata in Fig. 3.20.

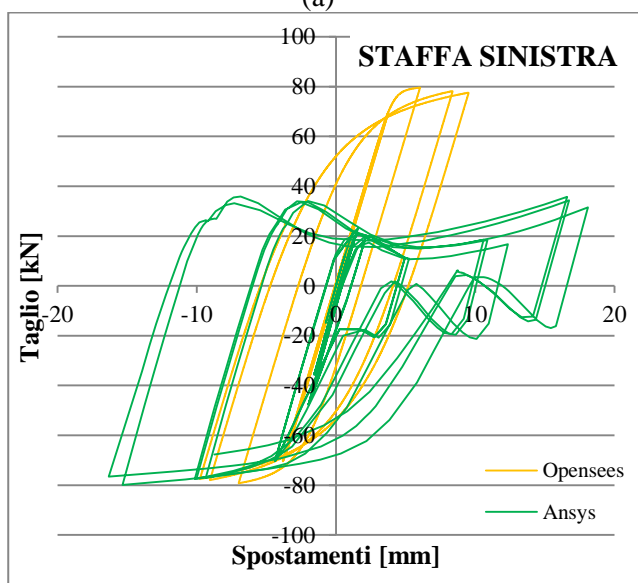
Ciclica – Wall A



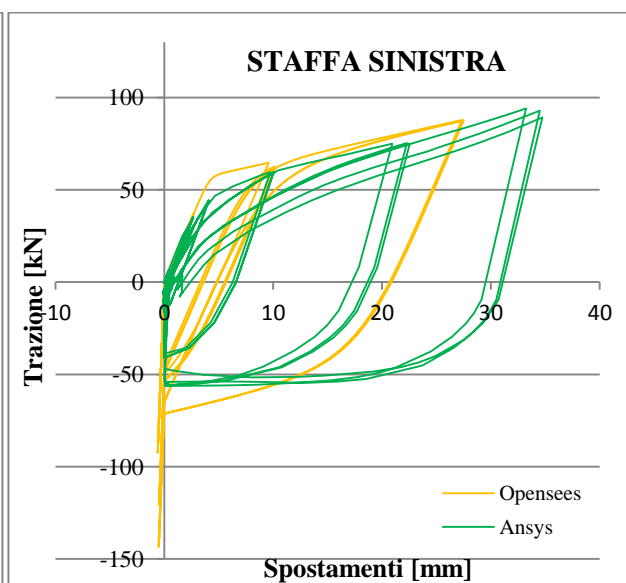
(a)

Fig. 3.15 – Risultati analisi Ciclica Wall A

- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (e) Curva F- δ per trazione staffa destra

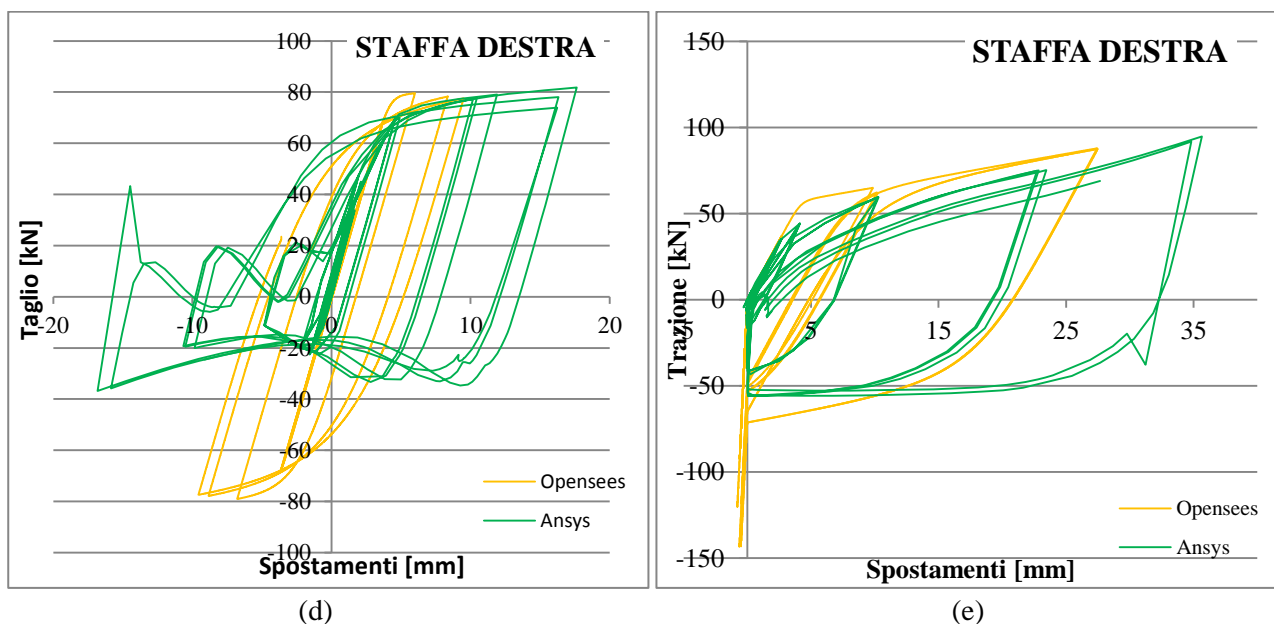


(b)



(c)

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



Come mostrano la Fig. 3.15-a, il modello di OpenSees dissipa molta più energia rispetto a quello di Ansys, come si può notare dall'area sottesa dai cicli isteretici che si traduce in una maggior dissipazione energetica. Oltre che visivamente questo si può constatare anche dal grafico in Fig. 3.16, in particolare nel (b) dove OpenSees ha il 209% di energia dissipata rispetto a quella di Ansys; ovviamente valori del genere non sono accettabili.

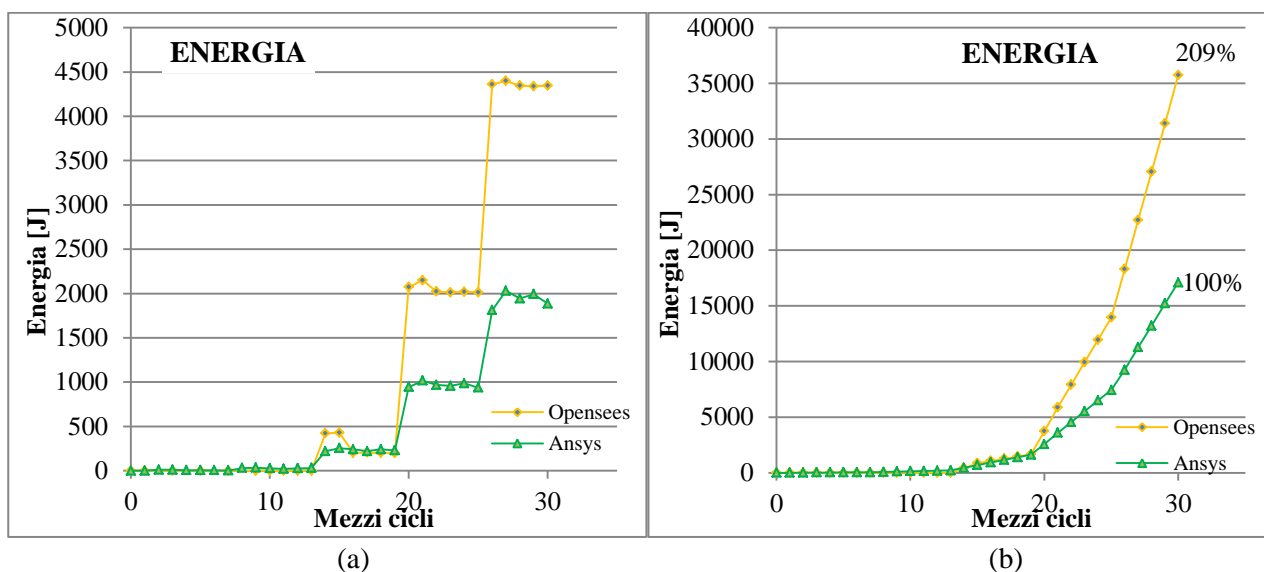
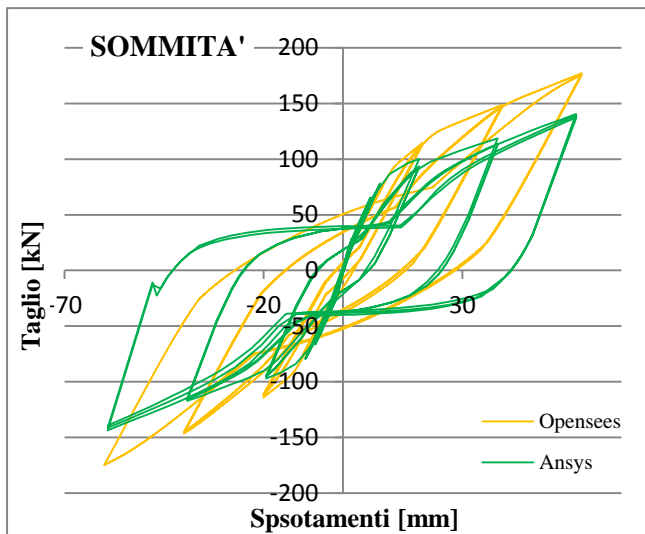


Fig. 3.16 – Energia dissipata Wall A: (a) differenza energia e (b) energia totale

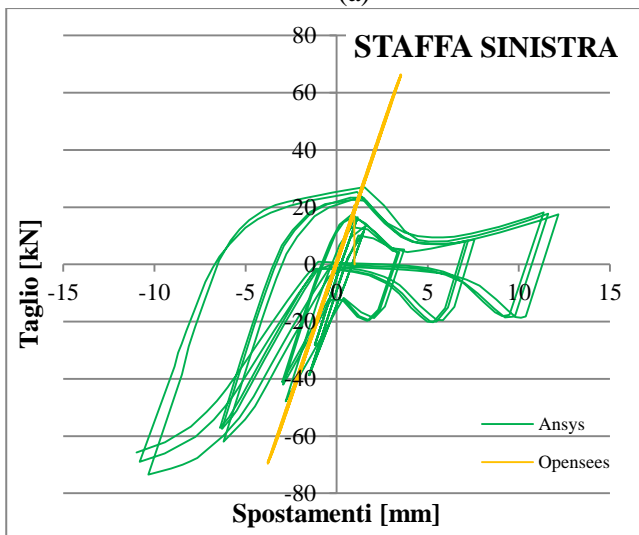
Ciclica – Wall B



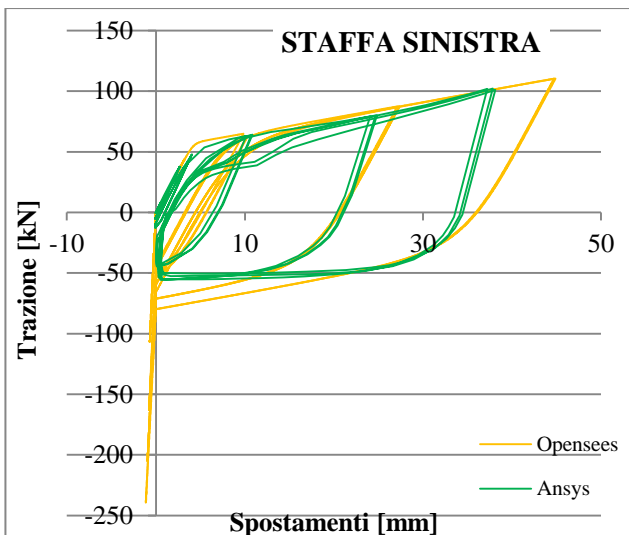
(a)

Fig. 3.17 – Risultati analisi Ciclica Wall B

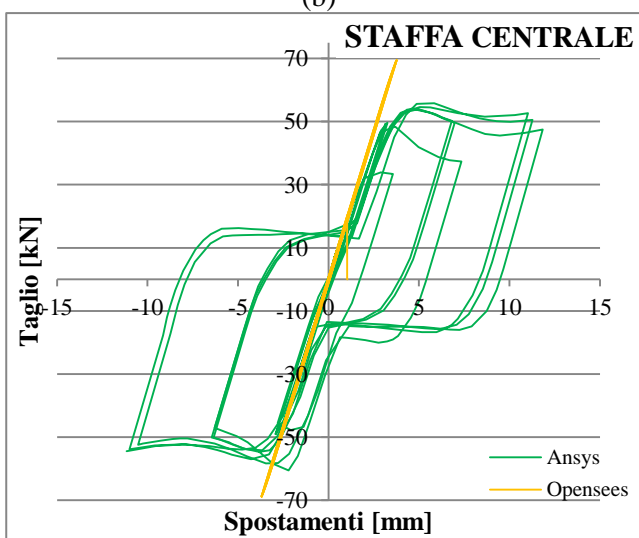
- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa centrale
- (e) Curva F- δ per trazione staffa centrale
- (f) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (g) Curva F- δ per trazione staffa destra



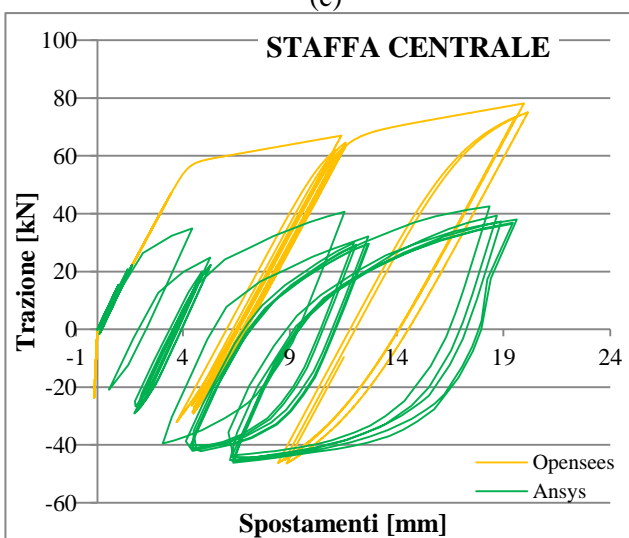
(b)



(c)

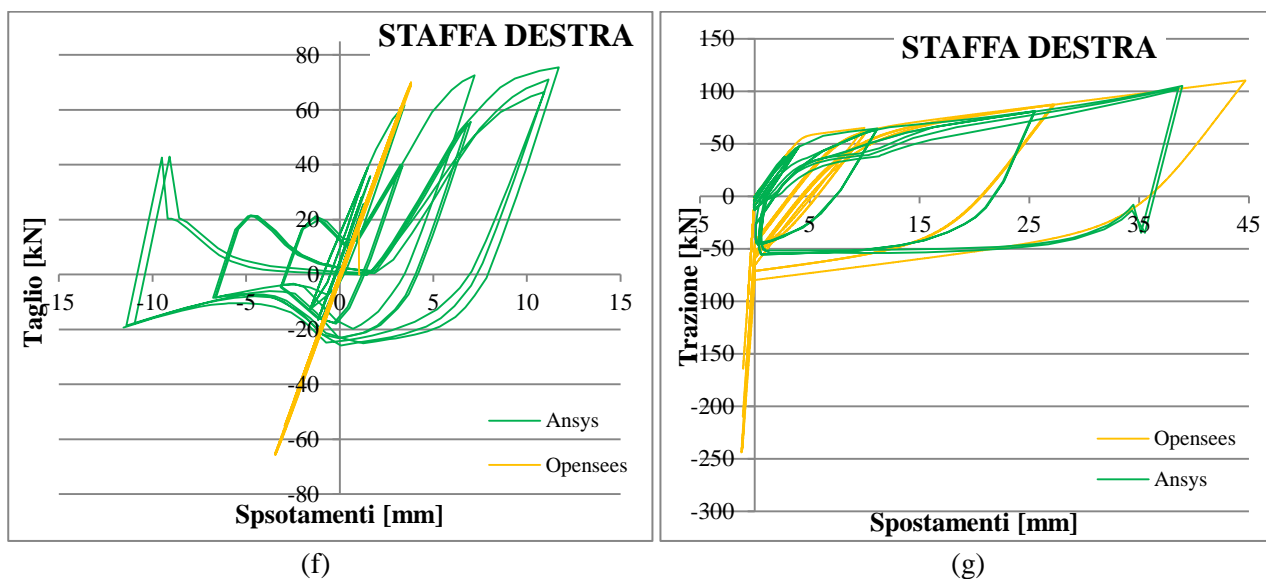


(d)



(e)

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



Nonostante le già definite differenze anche per questa parete, per quanto riguarda il discorso energia dissipata si ha un notevole miglioramento. Infatti nei due grafici in Fig. 3.18 si nota come l'energia sia abbastanza simile tra i due modelli, addirittura Opensees risulta essere l'81% dell'energia di Ansys.

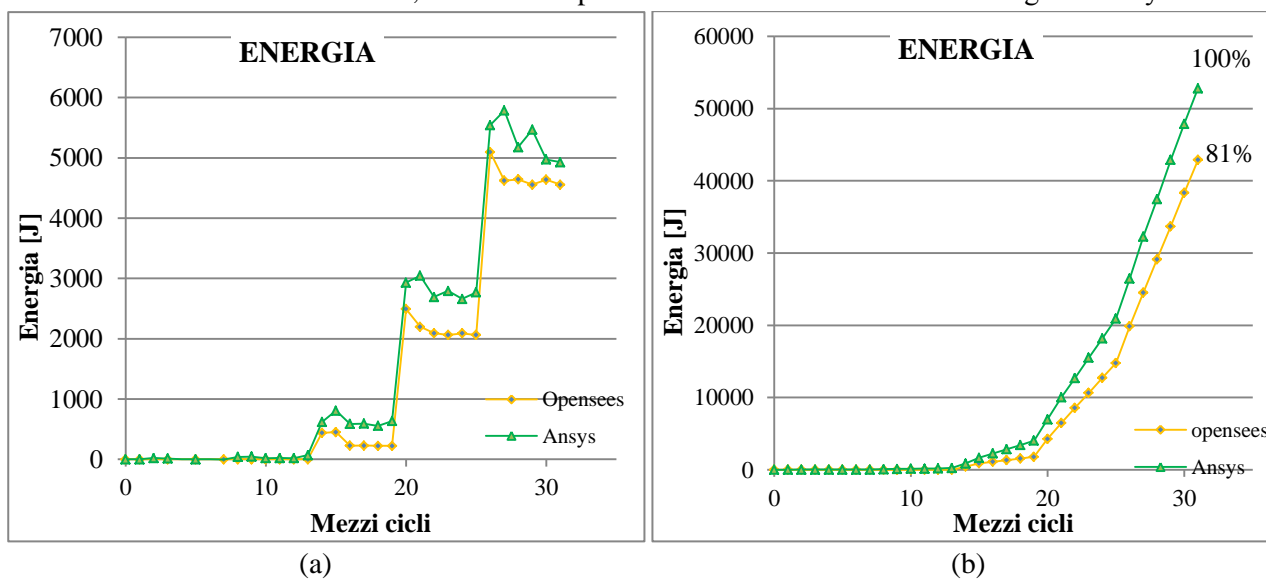
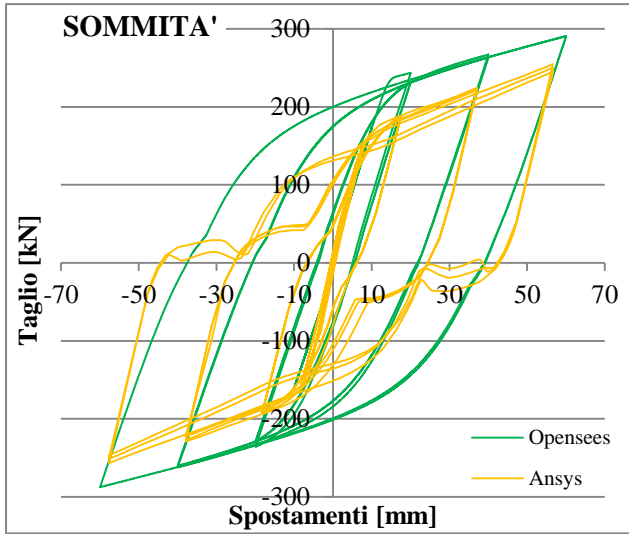


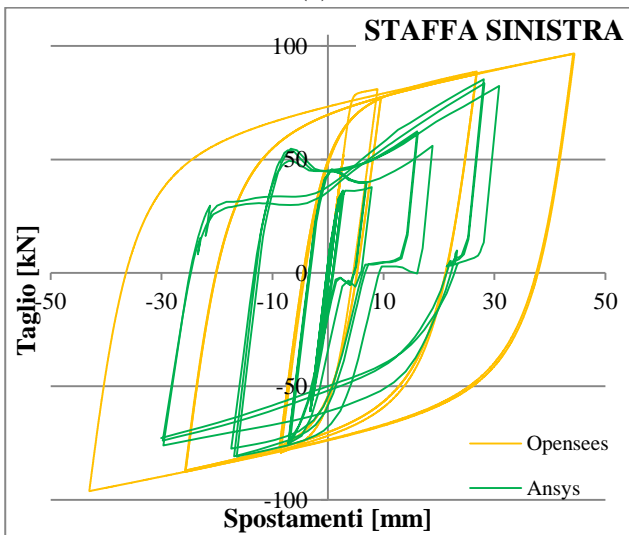
Fig. 3.18 – Energia dissipata Wall B: (a) differenza energia e (b) energia totale

Questo consiste in un miglioramento delle aspettative, ma non abbastanza per dichiarare affidabile il modello; anche perché analizzando i singoli comportamenti, soprattutto a taglio, si nota un notevole differenza nelle curve forza-spostamento.

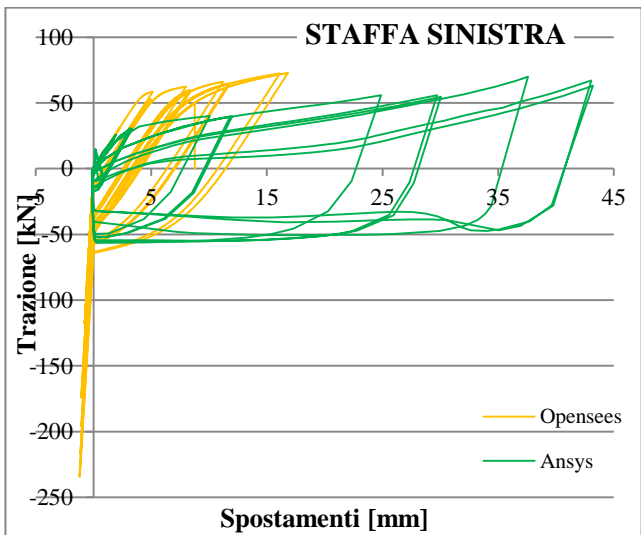
Ciclica – Wall C



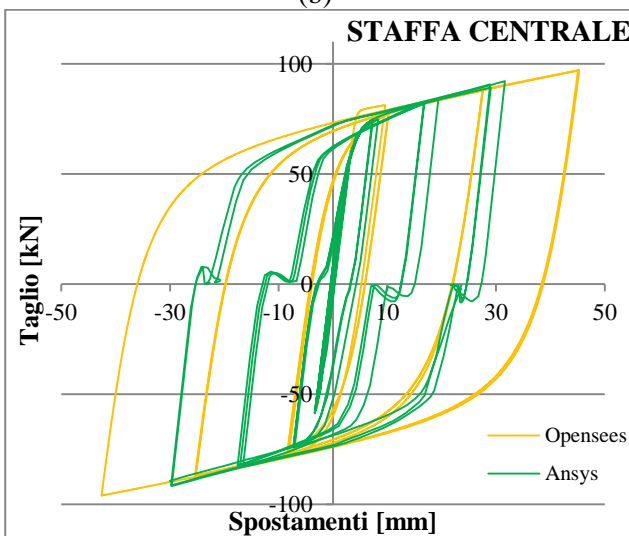
(a)



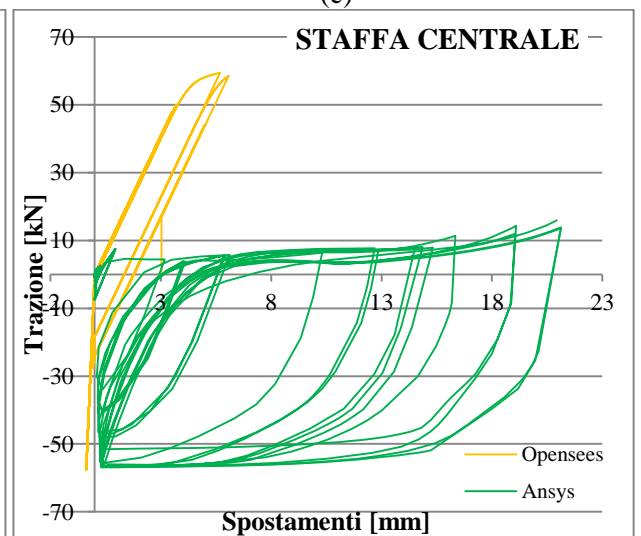
(b)



(c)



(d)

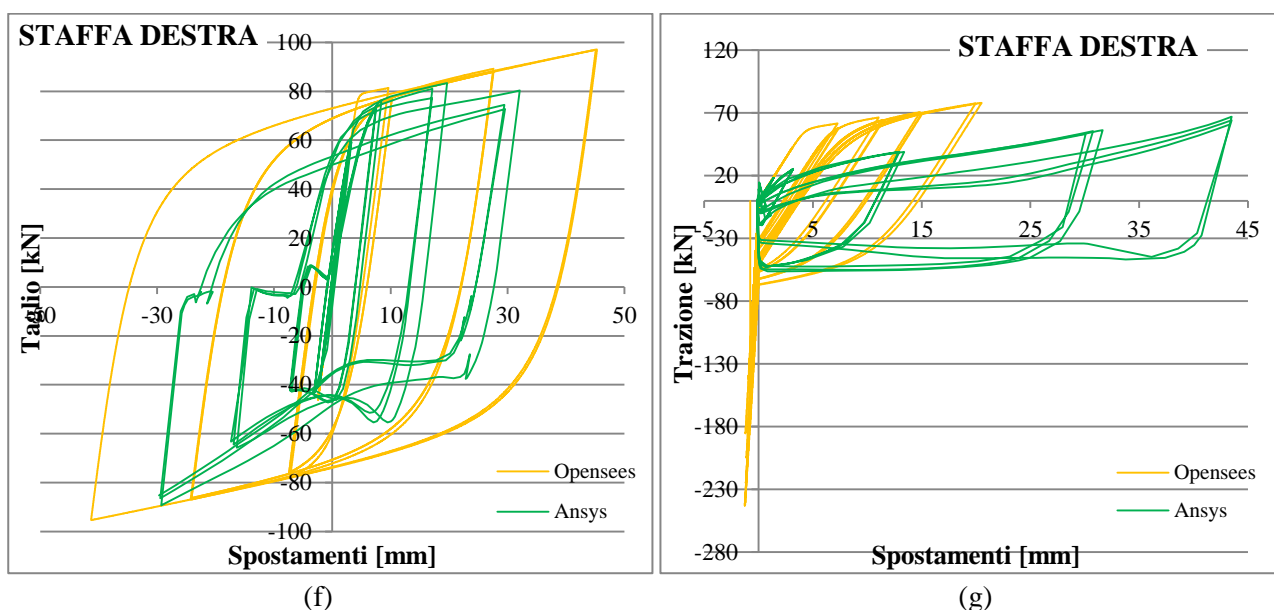


(e)

Fig. 3.19 – Risultati analisi Ciclica Wall C

- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa centrale
- (e) Curva F- δ per trazione staffa centrale
- (f) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (g) Curva F- δ per trazione staffa destra

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



Infine andando a controllare l'energia vediamo come i cicli in OpenSees, Fig. 3.19, sono molto più ampi e per cui la dissipazione molto più grande. Tutto confermato dai grafici in Fig. 3.20, dove l'energia dissipata è il 136% rispetto a quella determinata con Ansys. Inoltre si nota nel primo grafico, un'oscillazione della differenza dell'energia totale lungo i gradini.

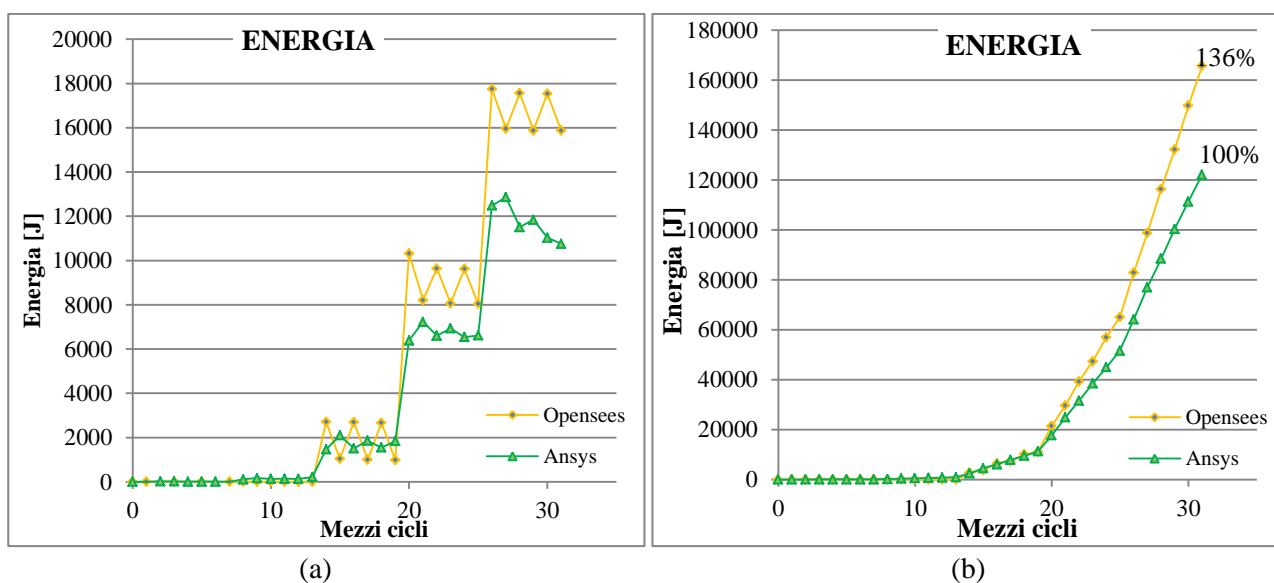


Fig. 3.20 – Energia dissipata Wall C: (a) differenza energia e (b) energia totale

CONCLUSIONI

Dai risultati è emerso come impostando in questa maniera il modello non si riusciva a tener conto del dominio semi-triangolare delle staffe e quindi di tutte le variazioni meccaniche che ne derivano. Inoltre, al momento, non risulta essere presente una funzione che permette di considerare il dominio e che modifichi i legami costitutivi in funzione di questo. Il vero risultato di questa modellazione è stata la conferma della necessità di trovare un modo, o un programma, che permetta di implementare il dominio e di reagire in accordo con esso.

3.3.4 Una variante del modello principale

A titolo prettamente accademico, si è provato ad adattare il modello “manualmente” in modo tale che rimarcasse in maniera più dettagliata i risultati derivanti da Ansys, anche se questo voleva dire solamente creare un modello specifico per queste 3 pareti e non uno generalizzabile a qualsiasi geometria. Per far ciò si sono impostate le molle orizzontali, quelle che rappresentano il comportamento a taglio della staffa, in modo tale che reagissero in una sola direzione, mentre nell’altra no. In particolare mediante un preciso legame costitutivo, si sono modellate delle staffe che reagivano se soggette ad uno sforzo tagliante che le comprimeva, mentre se venivano messe in trazione non offrivano nessuna reazione. È stata intrapresa questa strada perché si è visto come la staffa a taglio reagiva in maniera minore quando veniva sollecitata da una forza orizzontale che la traeva, invece se la forza era tale da comprimerla la reazione era maggiore. Per le due pareti con una staffe posizionata anche nella zona centrale, la staffa suddetta non è stata modificata, ma solamente ridotto le caratteristiche mediante l’applicazione di un coefficiente; inizialmente è stato scelto in maniera casuale, se poi si fosse giunti a risultati soddisfacenti sarebbe stato determinato in maniera più dettagliata in modo da approssimare maggiormente il modello. In Fig. 3.21 viene riportato l’esempio della Wall A sollecitata da una forza orizzontale positiva, in cui una molla, quella che andrà in trazione, viene trascurata.

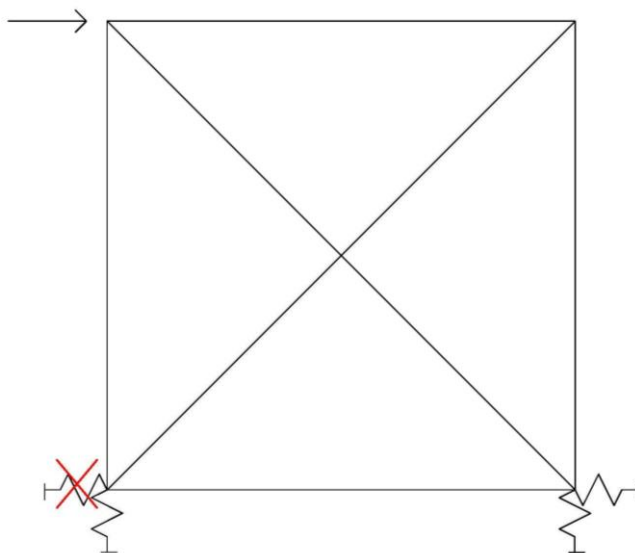


Fig. 3.21 – Esempio su come funziona la variante al modello

In sostanza quindi si hanno le molle che rappresentano il comportamento assiale, modellate come per il modello precedente senza nessuna modifica; quelle a taglio invece, nel caso della Wall A una reagirà quando la forza è rivolta verso una direzione e l’altra quando la forza è opposta. Nella Wall B e C si ha la staffa centrale, con capacità ridotta, che reagisce alternativamente con una o l’altra molla in funzione della direzione della forza. Per permettere ciò si è utilizzato la funzione “*uniaxialMaterial ElasticPPGap*”, una funzione elasto-plastica perfetta che permette di escludere o il comportamento negativo o positivo di un legame. La funzione richiedeva: il modulo elastico, lo sforzo di snervamento, il rapporto d’incrudimento e il gap, cioè la distanza del legame costitutivo dall’origine. Tutto è reso maggiormente chiaro dalla Fig. 3.22 e in particolare dal legame di destra.

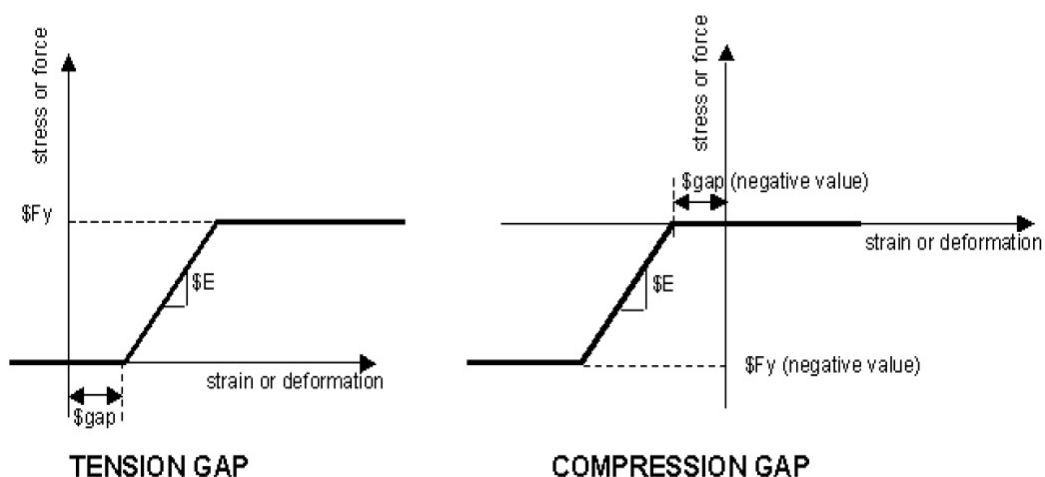


Fig. 3.22 – Funzione “uniaxialMaterial ElasticPPGap” [20]

3.3.5 I risultati della variante al modello principale

Data la vastità dei risultati da esporre e la pochezza dei fatti da descrivere, si è deciso di riportare solamente i grafici relativi all’analisi Ciclica e di descrivere solamente i fatti degni di nota.

Ciclica – Wall A

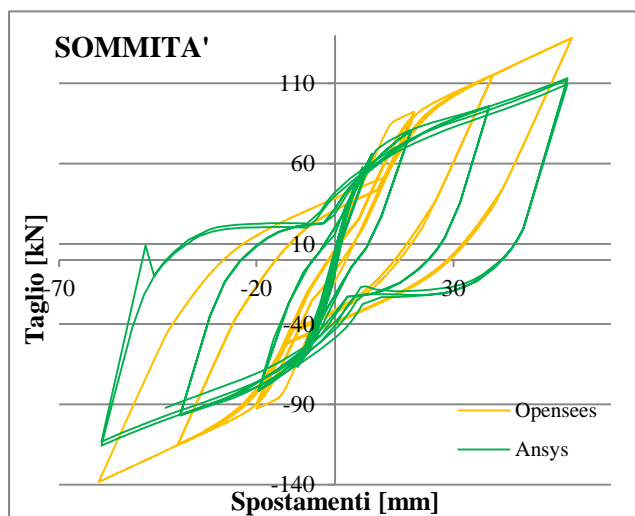
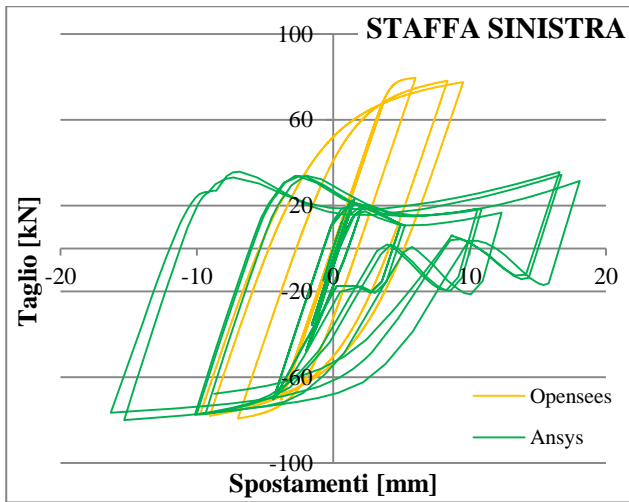


Fig. 3.23 – Risultati analisi Ciclica Wall A

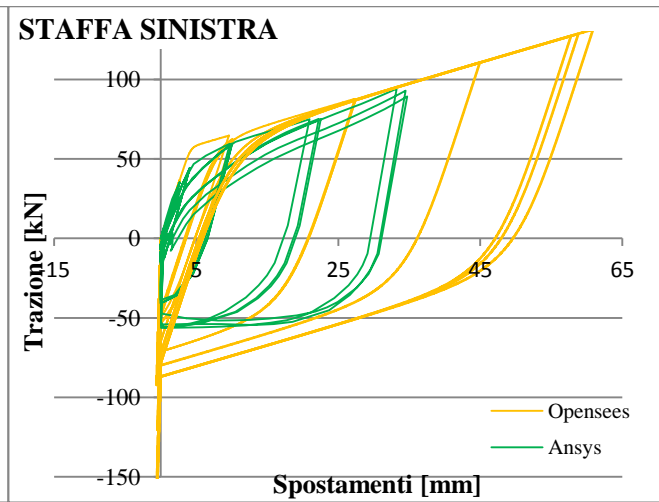
- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (e) Curva F- δ per trazione staffa destra
- (f) Paragone differenza energia
- (g) Paragone energia totale

(a)

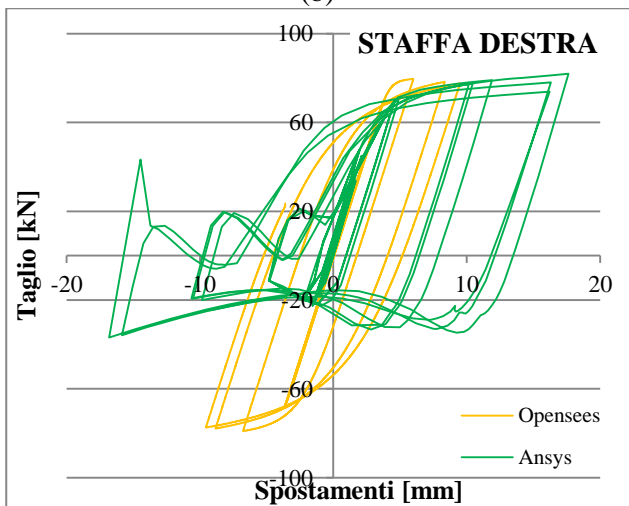
Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



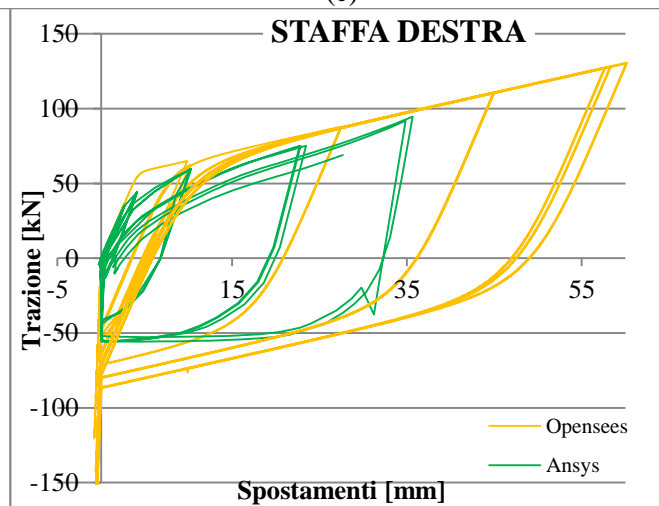
(b)



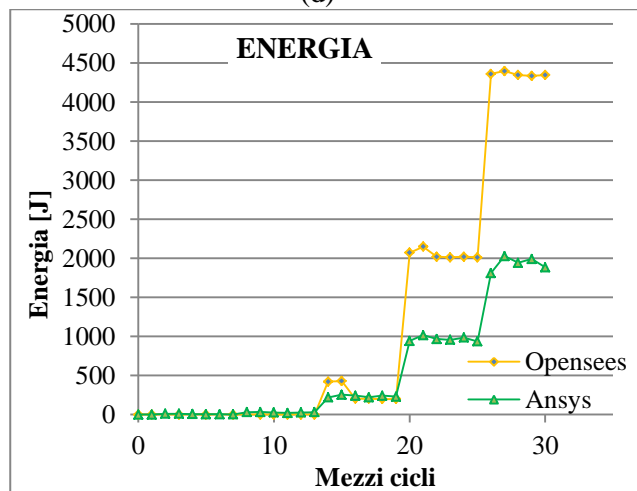
(c)



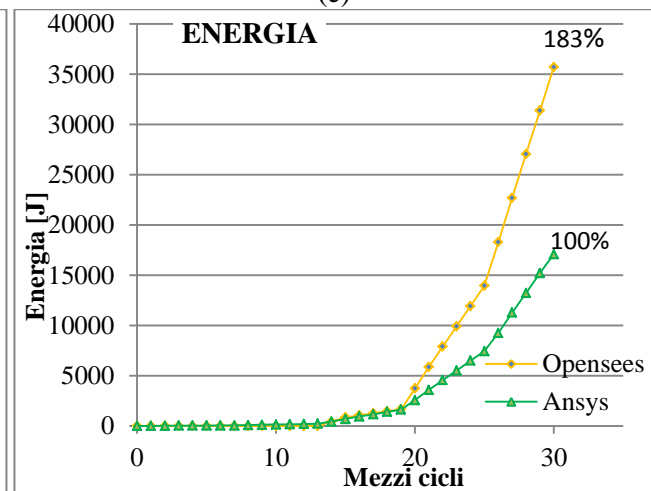
(d)



(e)

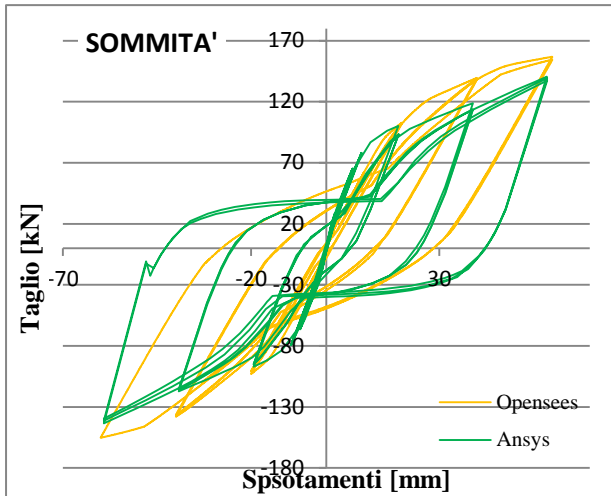


(f)



(g)

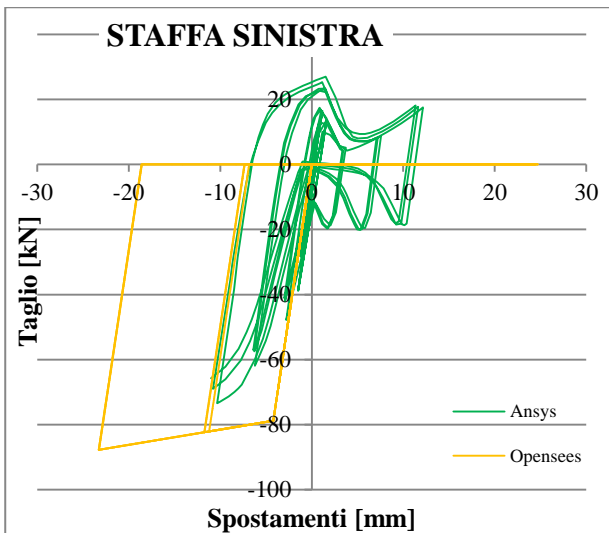
Ciclica – Wall B



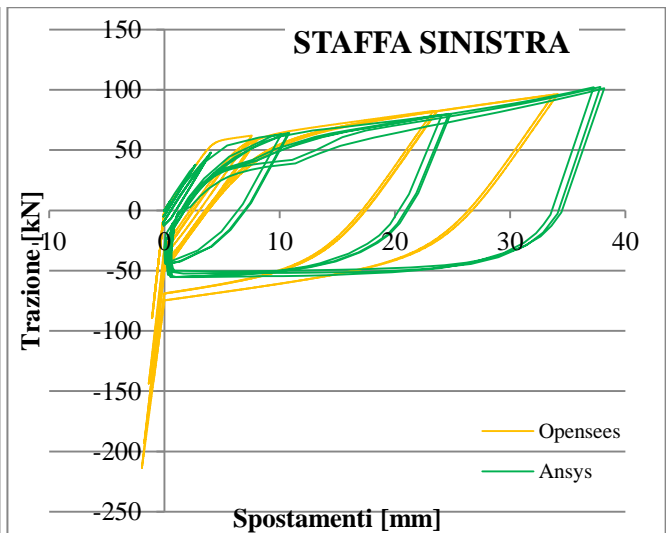
(a)

Fig. 3.24 – Risultati analisi Ciclica Wall B

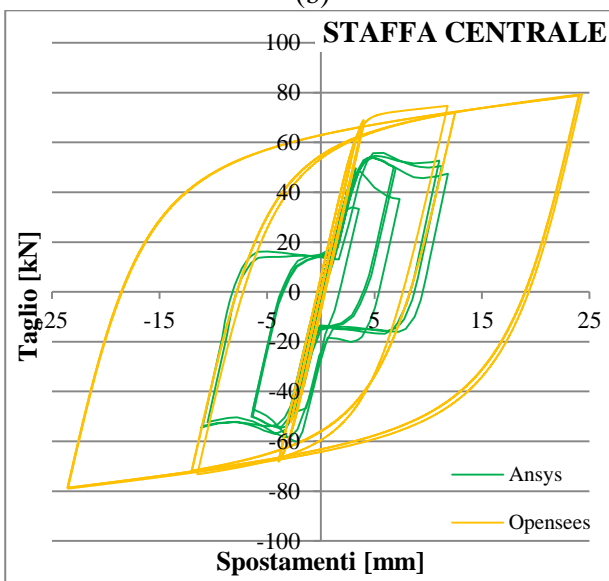
- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa centrale
- (e) Curva F- δ per trazione staffa centrale
- (f) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (g) Curva F- δ per trazione staffa destra
- (h) Paragone differenza energia
- (i) Paragone energia totale



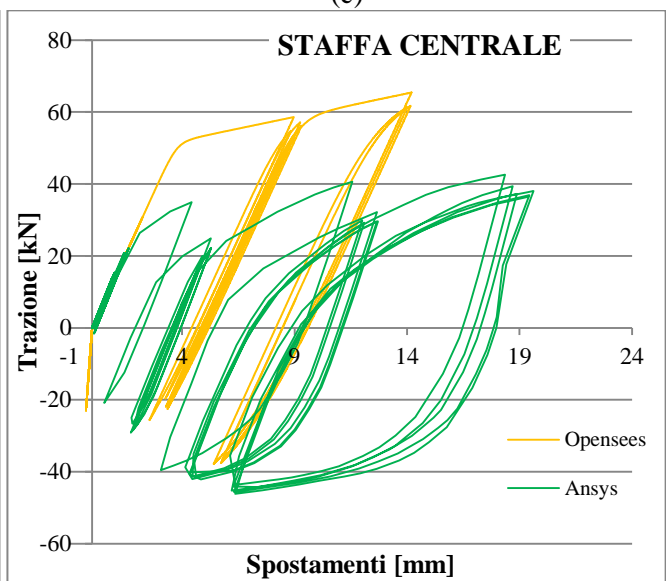
(b)



(c)

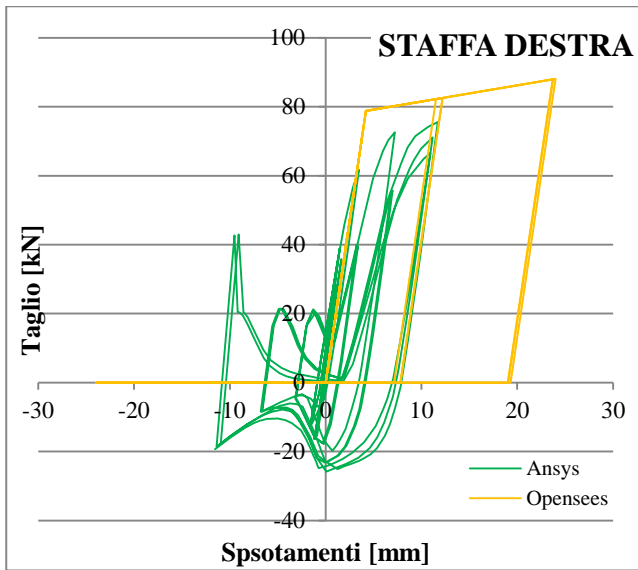


(d)

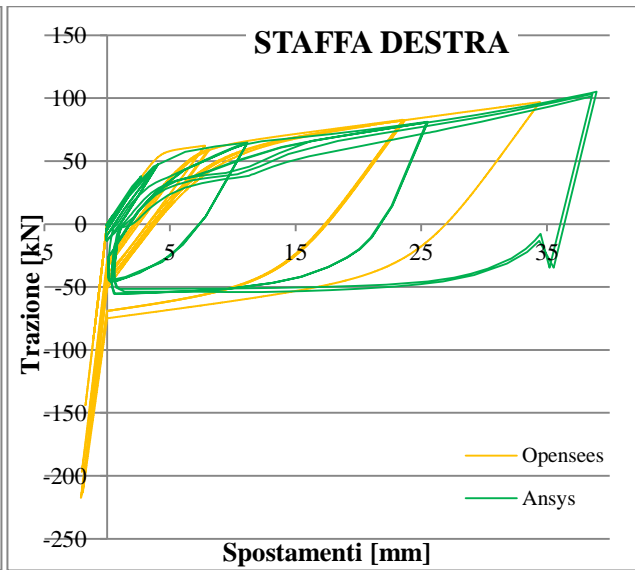


(e)

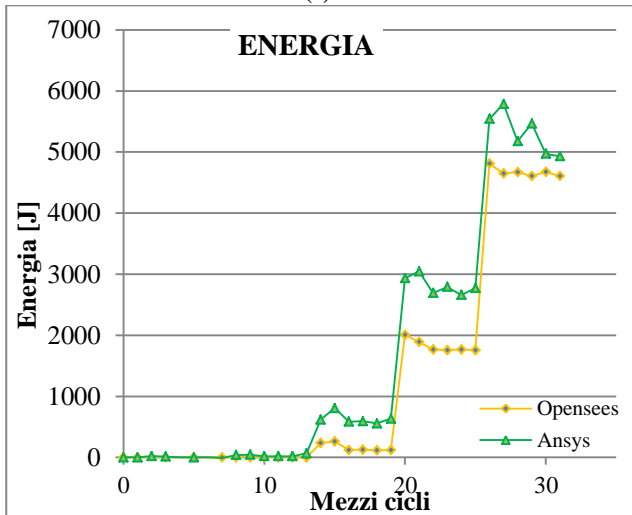
Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



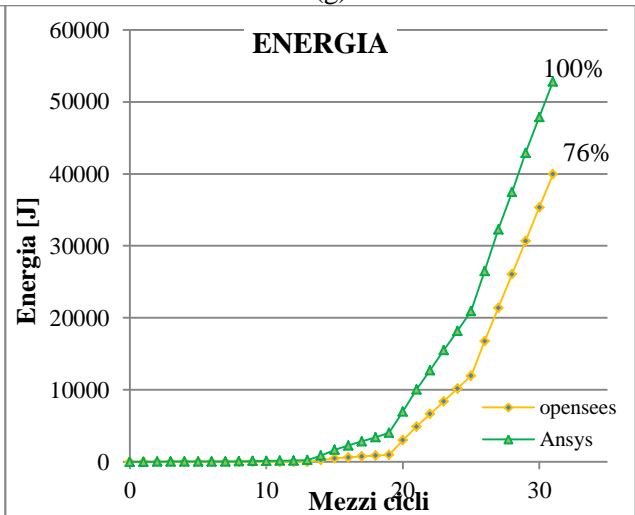
(f)



(g)

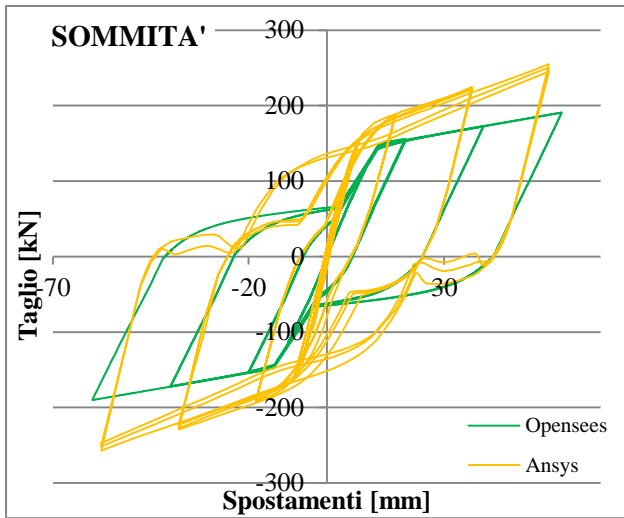


(h)



(i)

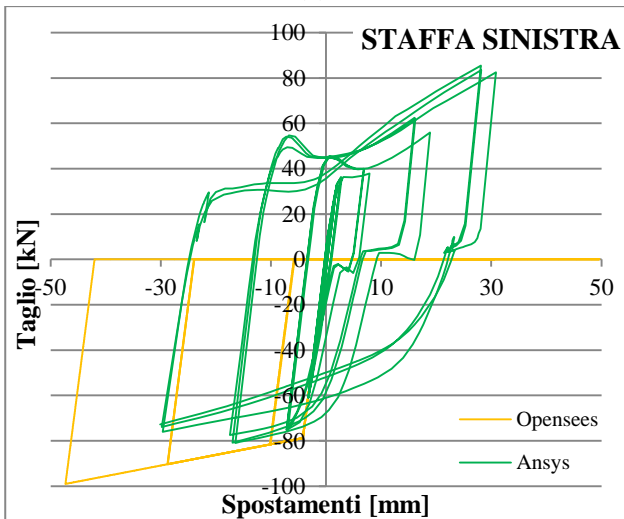
Ciclica – Wall C



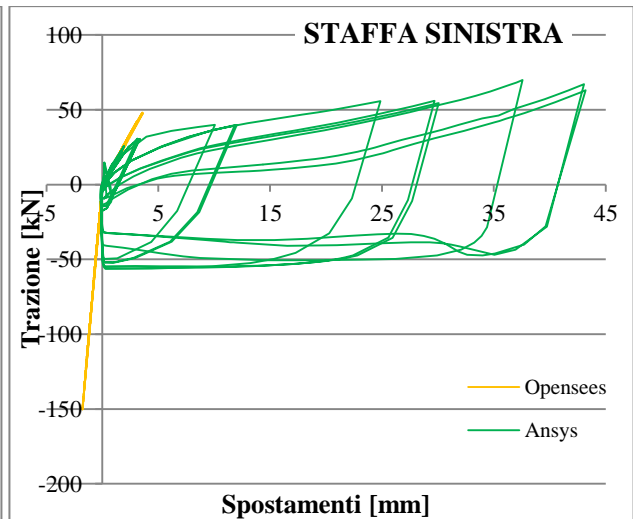
(a)

Fig. 3.25 – Risultati analisi Ciclica Wall C

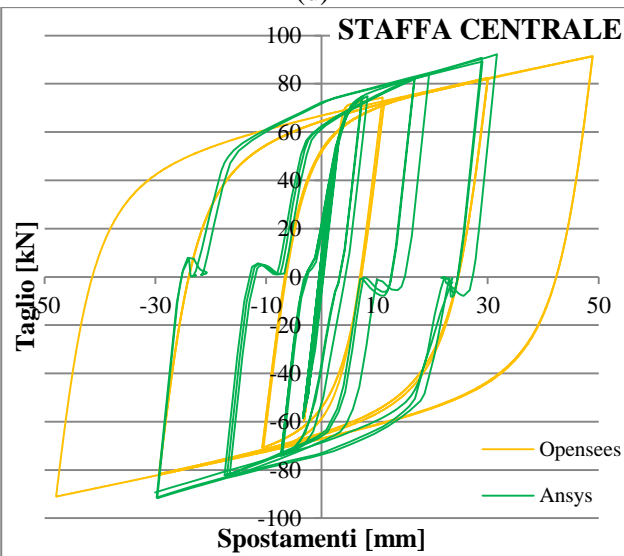
- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa centrale
- (e) Curva F- δ per trazione staffa centrale
- (f) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (g) Curva F- δ per trazione staffa destra
- (h) Paragone differenza energia
- (i) Paragone energia totale



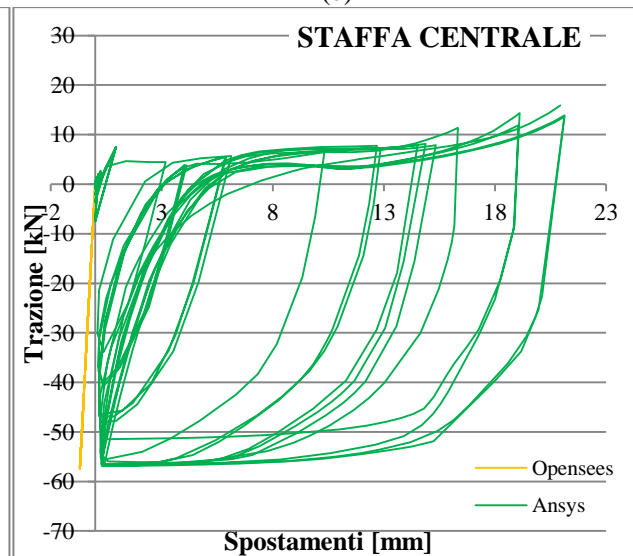
(d)



(e)

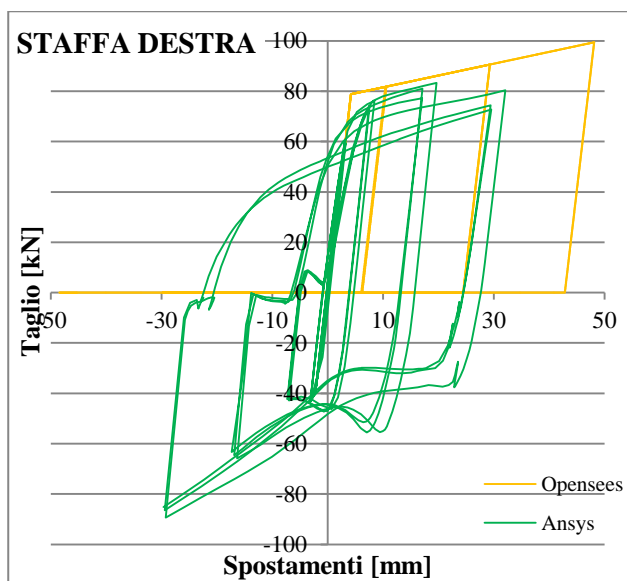


(d)

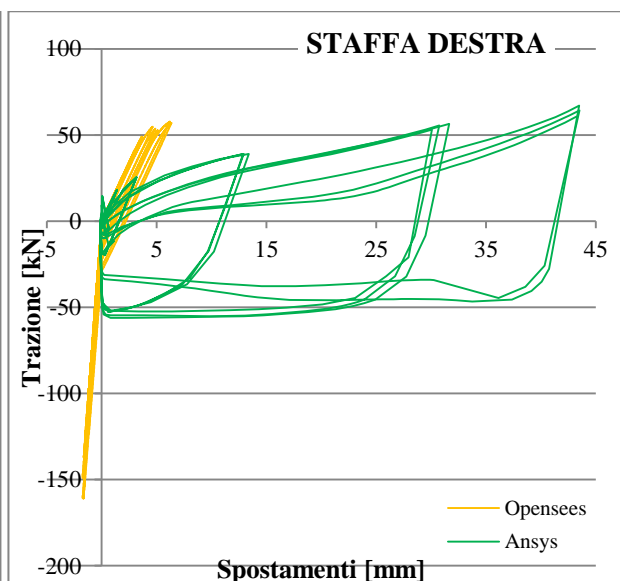


(e)

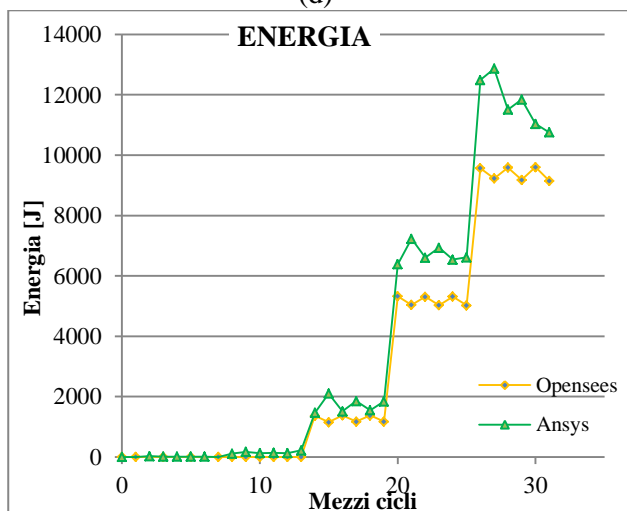
Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



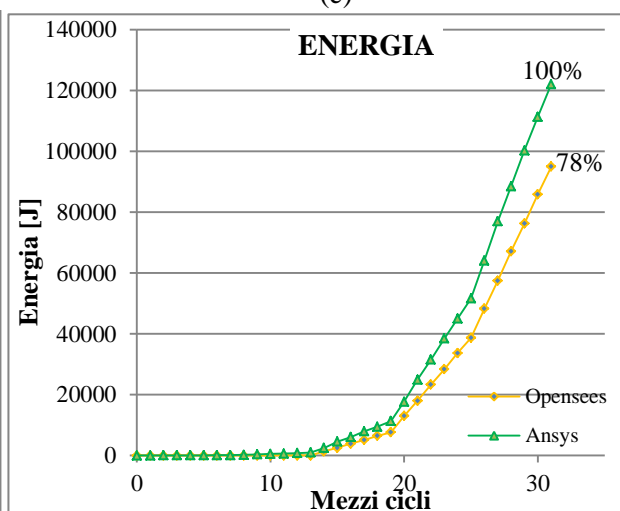
(d)



(e)



(d)



(e)

CONCLUSIONI

Come ci si attendeva fin dall'inizio, le modifiche apportate non hanno sfruttato i miglioramenti necessari a rendere il modello abbastanza simile a quello di Ansys e quindi raggiungere lo scopo che si era prefissato. Gli unici miglioramenti, di lieve entità per la precisione, si hanno avuti nel confronto tra le energie dissipate, questi sono dati più dalla casualità che da effettivi miglioramenti; a conferma di questo basti osservare i vari grafici che riportano i vari comportamenti per notare come siano ben differenti da quelli di Ansys.

3.4 Modellazione mediante il software “MatLab”

3.4.1 Il software “MatLab”

Si è passati all’implementazione del modello mediante il software MatLab. Si è già accennato al fatto che questo programma non è propriamente usato per il calcolo strutturale, ma data la sua versatilità si presta anche a questo scopo e non è neanche la prima volta [21]. MatLab, il cui nome sta per **Matrix Laboratory**, è un ambiente per il calcolo numerico e l’analisi statica scritto con linguaggio C. Viene usato in ambito industriale e universitario da milioni di utenti grazie ai suoi numerosi strumenti a supporto dei vari campi di studio e alla sua compatibilità con ogni sistema operativo. Esso consente di manipolare matrici, visualizzare funzioni e dati, implementare logaritmi, creare interfacce utenti e interfacciarsi con altri programmi [22].

MatLab fu creato alla fine degli anni ’70 da C. Moler, presidente del dipartimento di scienze informatiche dell’Università del Nuovo Messico, per scopi didattici. Si diffuse velocemente all’interno degli atenei e nella comunità dei matematici applicati, finché l’ingegner J. Little non ne venne a conoscenza direttamente dal suo fondatore durante una visita all’Università di Stanford e insieme fondarono la società “The MathWorks”, distributrice e sviluppatrice del programma [22].

Come detto, questo è un programma dai molteplici usi e quindi potenzialmente adatto allo scopo di questo elaborato. Dato che però non si era a conoscenza di studi simili svolti mediante l’utilizzo di MatLab e data la mancanza di conoscenze nell’uso dello stesso, si è dapprima deciso di procedere per step: partendo da un modello funzionante con legame costitutivo elastico, successivamente si raffinava passando ad un legame elasto-plastico perfetto e poi elasto-plastico incrudente e giungere infine ad un modello funzionante con un dominio completo, così come funziona OpenSees. Una volta arrivati a questo punto, con risultati confermati dal paragone con OpenSees, si è sarebbe lavorato sull’evoluzione del modello tale da concepire e considerare anche un dominio diverso da quello completo e quindi dei risultati confrontabili, e ci si augura simili, con quelli di Ansys.

3.4.2 Descrizione del modello per analisi Pushover con dominio “completo”

Il concetto generale del modello è semplice, come indicato in Fig. 3.26, e prevede una prima fase di INPUT in cui vengono inseriti tutti i dati necessari poi alla soluzione del sistema, infatti una volta inseriti e avviato il programma non sarà più richiesto nessun intervento da parte dell’utente. Successivamente avviene la fase concreta del programma, quella relativa alla risoluzione del sistema, questa avviene mediante l’esecuzione dei DRIVERS, i quale poi fanno riferimento ad alcune funzioni esterne ad esso e chiamate FEMFILES. Infine vengono prodotti gli OUTPUT previsti.



Fig. 3.26 – Processo del modello

MatLab, in quanto programma di calcolo numerico, opera attraverso l’input dei dati sottoforma di matrici o vettori che vengono successivamente modificate mediante operazione matriciali implementate sottoforma di funzioni. In particolare il programma è costituito da 12 funzioni, che svolgono ognuna un compito ben specifico e indispensabile alla risoluzione del sistema; di queste due sono le principali, cioè quelle avviate dall’utente, le altre sono secondarie e servono solo per far funzionare le principali.

Queste sono:

- Caso: si tratta del file di input, l'unico che prevede interazione con l'utente in quanto richiede al suo interno la dichiarazione di tutte le variabili e le caratteristiche degli elementi interni del sistema. Inoltre ha il compito di comporre tutte le matrici contenenti i dati inseriti e quello di realizzare la mesh del modello. Infine vengono salvate nella cartella di destinazione da cui verranno attinte come input nelle fasi successive;
- Analisi: questa è la parte principale del programma, quella in cui viene risolto il sistema. Non essendo un processo semplice, non tutto viene scritto al suo interno, ma richiede funzioni secondarie (FEMfiles) che svolgono un unico compito ciascuna. Non tutte sono direttamente collegate alla funzione principale, anzi solo alcune lo sono, le altre sono richiamate dalle funzioni secondarie per poter svolgere il loro compito; tutte queste funzioni secondarie sono:
 - *Const*: funzione che assegna i vincoli ai giusti nodi;
 - *Stiff* e *Assem*: due funzioni che determinano la matrice di rigidezza del sistema (*Stiff*) assemblando insieme (*Assem*) le singole rigidezze degli elementi;
 - *Kplate*, *Gauss* e *B_P4*: sono funzioni che messe insieme determinano la matrice di rigidezza di un plate;
 - *Kstaffa*: funzione che determina la matrice di rigidezza della singola staffa;
 - *PlotBeam2D*, *PlotPlate2D* e *PlotResult*: sono le funzioni necessarie per il plottaggio dei risultati.

Il modello di per sé è molto semplice, anche più di quello di OpenSees, si tratta di elementi plate per rappresentare la parete in legno e truss per rappresentare le staffe; in questo caso è stato possibile conferire le capacità nelle due direzioni della staffa mediante un solo elemento. Nei casi della Wall B e della Wall C, sono stati usati due elementi plate per rappresentare il pannello in quanto avendo una staffa centrale non si poteva fare altrimenti. Vengono riportate in le rappresentazioni grafiche delle pareti nel modello.

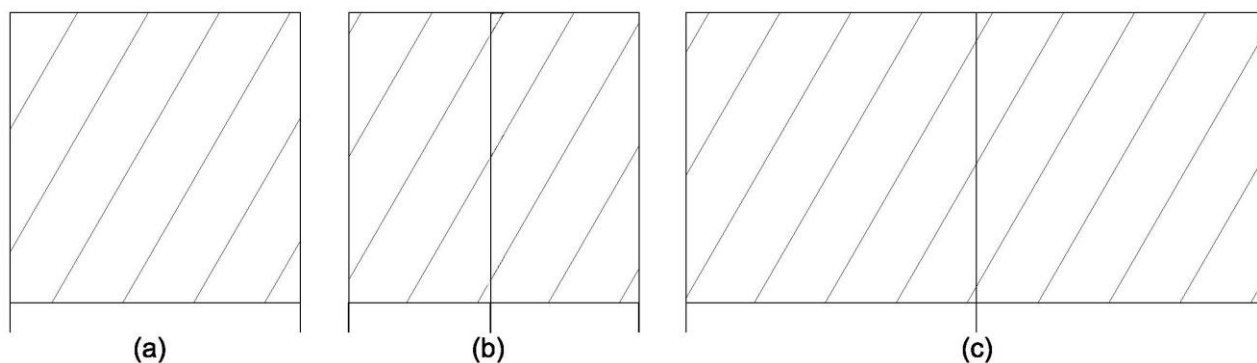


Fig. 3.27 – Schematizzazione in MatLab delle Wall A (a), Wall B (b) e Wall C (c)

In Fig. 3.29 viene riportata la parte centrale del file “Analisi” in modo tale da esporre la modalità risolutiva del sistema, essendo le altre riferite più che altro a necessità marginali come la specificazione di alcuni parametri, il richiamo di altri o le modalità di salvataggio dei risultati. In Fig. 3.28 invece riportato il flussogramma, è stata inizialmente determinata la matrice di carico, dato che varia ad ogni step, successivamente è stata determinata la matrice degli spostamenti usando la matrice di rigidezza dello step precedente. Successivamente, dato che la matrice di rigidezza dipende da quella degli spostamenti, viene determinata la nuova matrice di rigidezza. Vengono nuovamente aggiornate entrambe, dato che sono connesse, in modo tale da aumentare l'accuratezza dei risultati. Per ultime sono state determinate le varie matrici necessarie per il confronto dei risultati, cioè le matrici relative alle reazioni e agli spostamenti delle staffe.

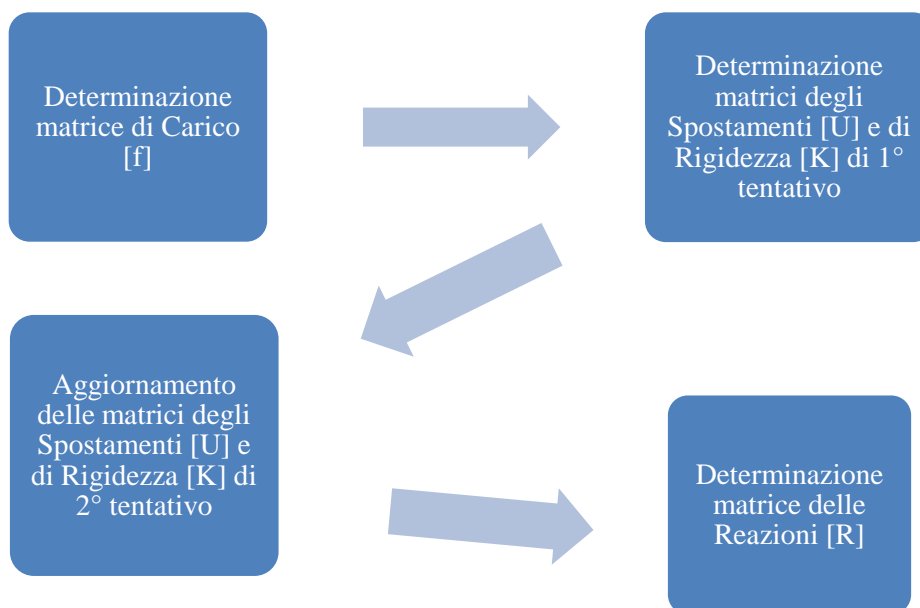


Fig. 3.28 – Flussogramma di risoluzione del sistema

```

% SOLUZIONE SISTEMA PUSH OVER
for j = 1:n+1
    % Determinazione Matrice di Carico(f)
    F = F0 + (j-1)*incre;
    for i=1:size(Q,1)
        if Q(i,1) ~= 0
            [f(Q(i,1)*2,:)] = deal(Q(i,2));
            [f(Q(end,1)*2-1,:)] = deal(F);
        end
    end
end

% Determinazione Matrice degli Spostamenti(U) - 1° Tentativo
U(iu) = K(iu,iu)\f(iu);

% Aggiornamento della Matrice di Rigidezza(K)
K0 = zeros(ndof,ndof);
K = Stiff(K0,X,T1,EP1,T2,EP2,XSTAFFE,U);

% Determinazione Matrice degli Spostamenti(U) - 2° Tentativo
U(iu) = K(iu,iu)\f(iu);

% Aggiornamento Matrice di Rigidezza(K)
K0 = zeros(ndof,ndof);
K = Stiff(K0,X,T1,EP1,T2,EP2,XSTAFFE,U);

% Calcolo reazioni Staffe(R)
R(:) = K(ic,iu)*U(iu);

% Calcolo parametri Staffe per step
for g = 1 : size(XSTAFFE,2)
    fplot(j) = F;
    USx(g,j) = U(XSTAFFE(g)*2-1);
    USy(g,j) = U(XSTAFFE(g)*2);
    Rx(g,j) = -R(g*2-1);
    Ry(g,j) = -R(g*2);
end

% Calcolo spostamenti in sommità per step
Uson(j,:) = U((nnox(1,2)*2)+1,1);
end
  
```

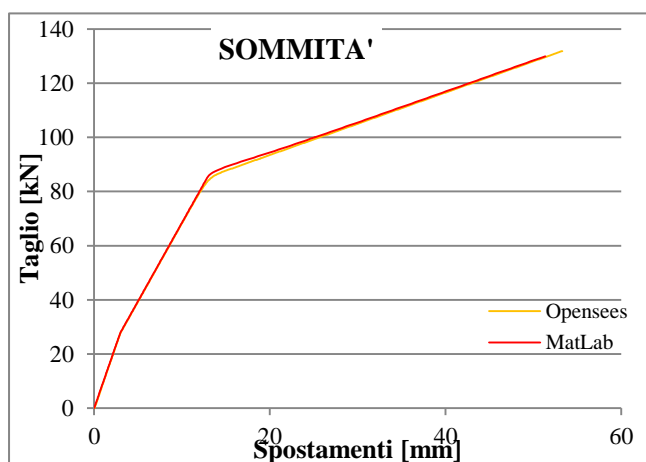
Fig. 3.29 – Codice di calcolo

3.4.3 Validazione correttezza modello in MatLab

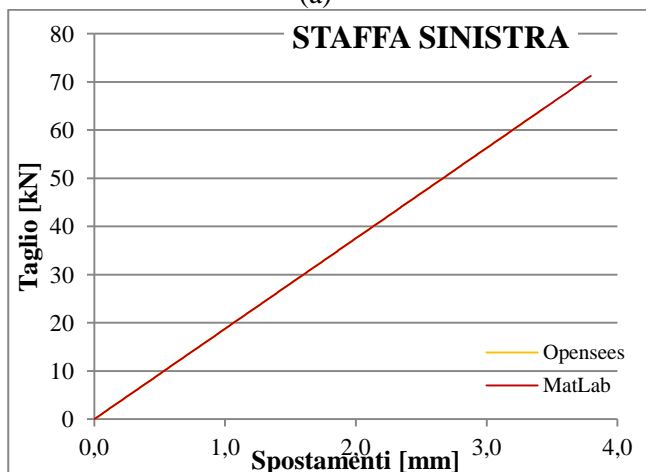
Una volta completata la scrittura del programma, è stata eseguita un'analisi Pushover, in questo modo è stato possibile confrontare i risultati ottenuti con i due programmi, OpenSees e MatLab. Questo è stato fatto per validare la correttezza dei risultati derivanti da un software non di calcolo strutturale rispetto ad uno specifico dell'ambito. La validazione è stata fatta in riferimento all'analisi Pushover, in quanto la Ciclica, almeno in questa fase, non è stata implementata, sia per la ridotta utilità e sia per la mancanza di tempo da poter dedicare a questa fase piuttosto che a quella successiva, più rilevante.

Al contrario delle altre volte in cui venivano riportati i risultati delle analisi Pushover, stavolta si è riportato anche il comportamento della staffa destra, quella soggetta a compressione. È stato fatto solamente per completezza dei paragoni, in quanto sia in un modello che nell'altro questa staffa è stata modellata con un'elevata rigidità a compressione perché doveva rappresentare il cordolo che non è stato modellato. Senza questa riproduzione il sistema non sarebbe giunto a equilibrio. In effetti le uniche differenze sono proprio nel comportamento a compressione di queste staffe, si tratta comunque di differenze molto limitate: dell'ordine dei decimi di millimetri per lo spostamento, mentre si ha l'uguaglianza delle forze. Ciò è dovuto al fatto che nel modello in OpenSees si sono modellate due molle assiali per ogni staffa, una per il cordolo, con elevata rigidità, e una per la staffa; in fase di compressione queste due rigidità si sommano e quindi risulta maggiore di quella singola del modello in MatLab.

Wall A – Analisi Pushover



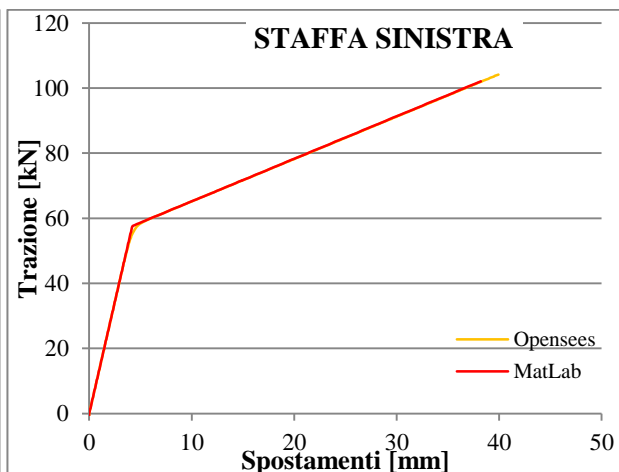
(a)



(b)

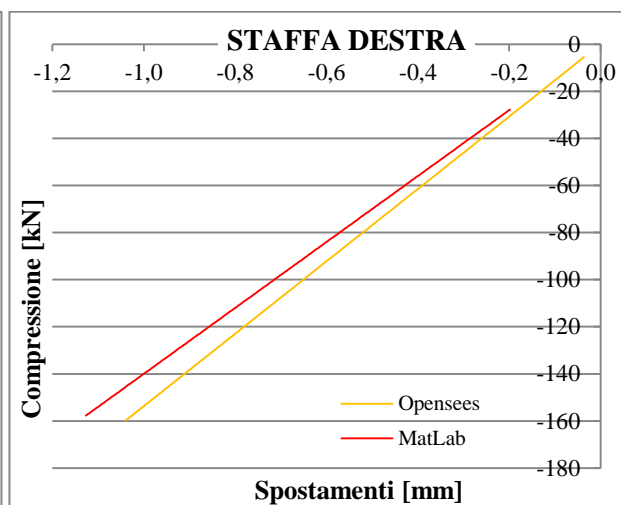
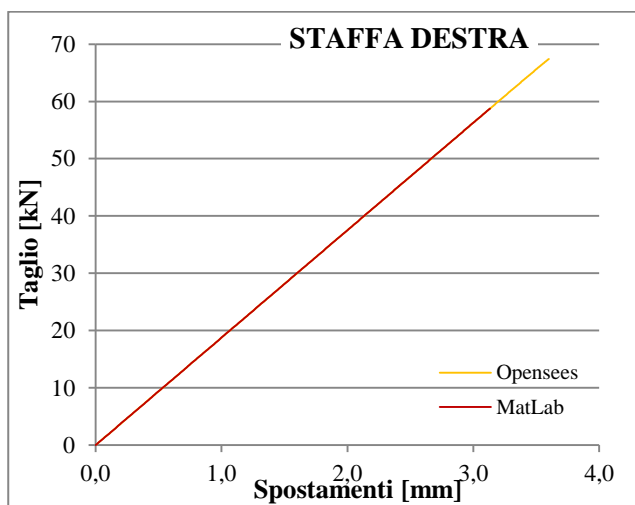
Fig. 3.30 – Validazione modello per Wall A

- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (e) Curva F- δ per trazione staffa destra



(c)

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



Wall B – Analisi Pushover

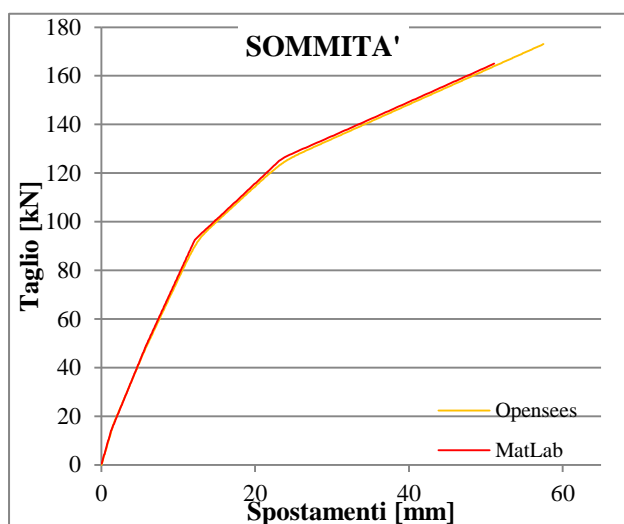
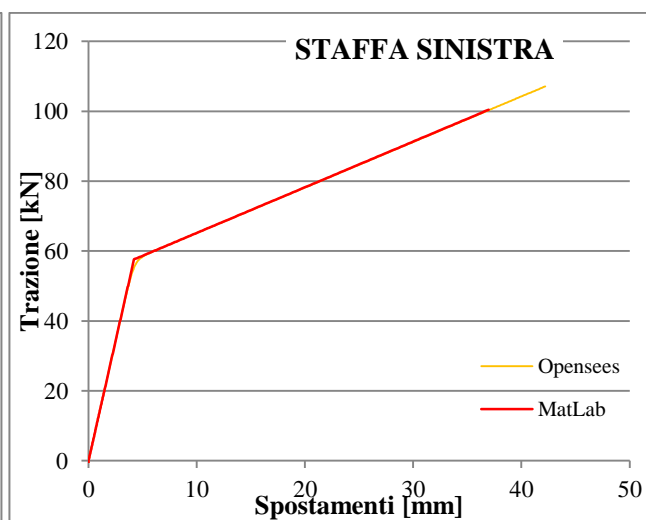
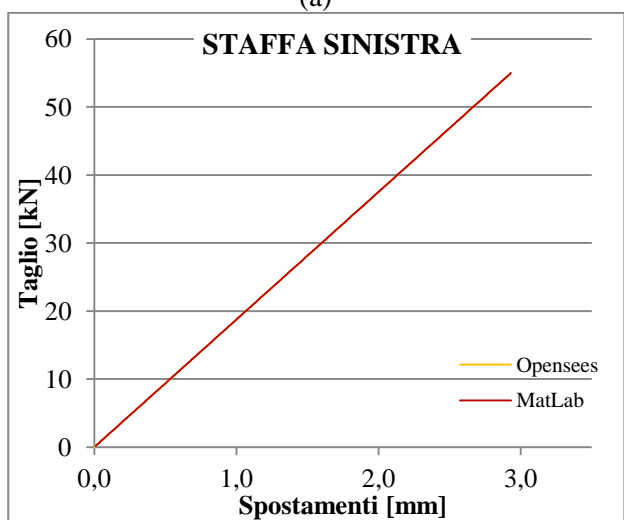
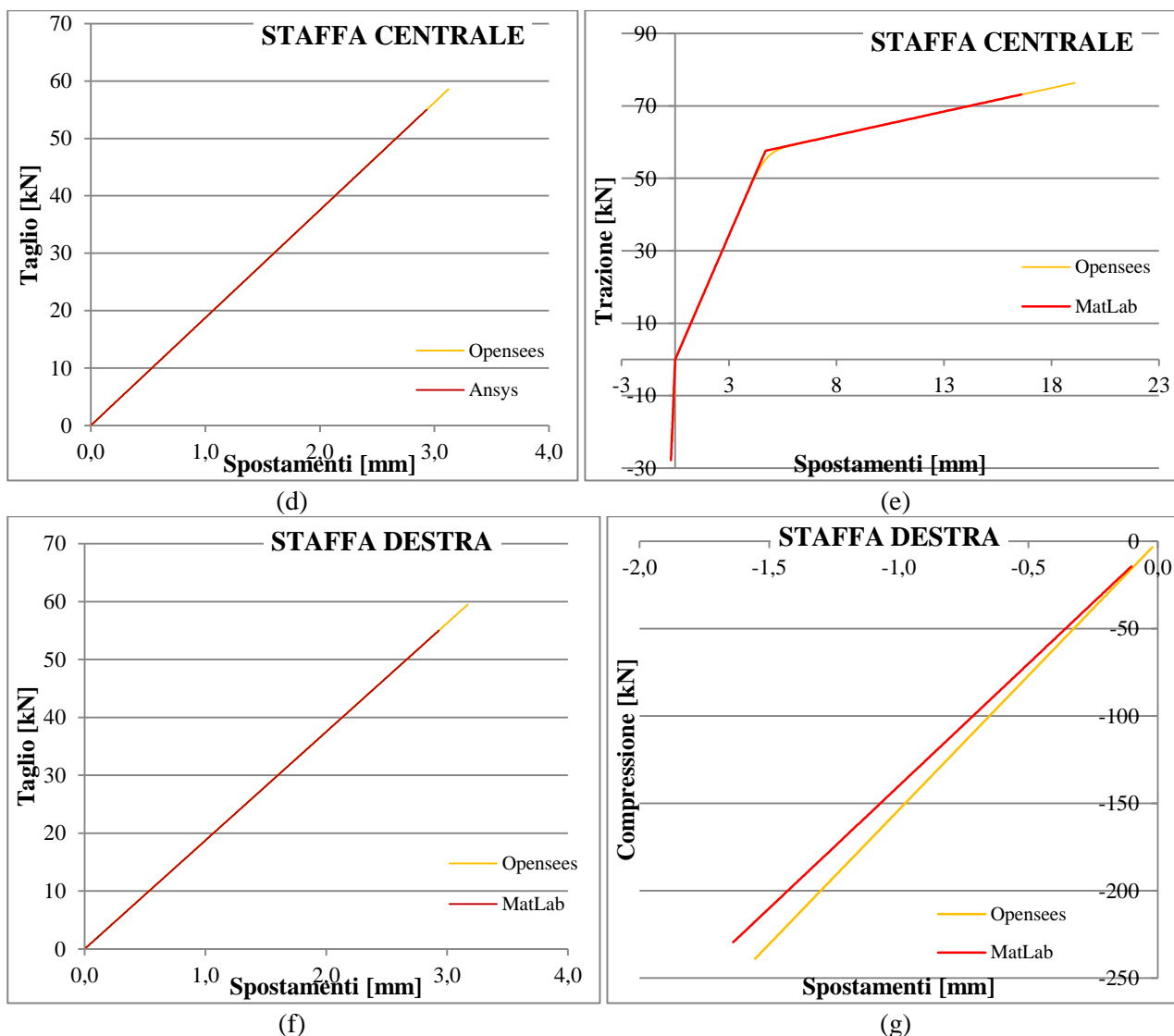


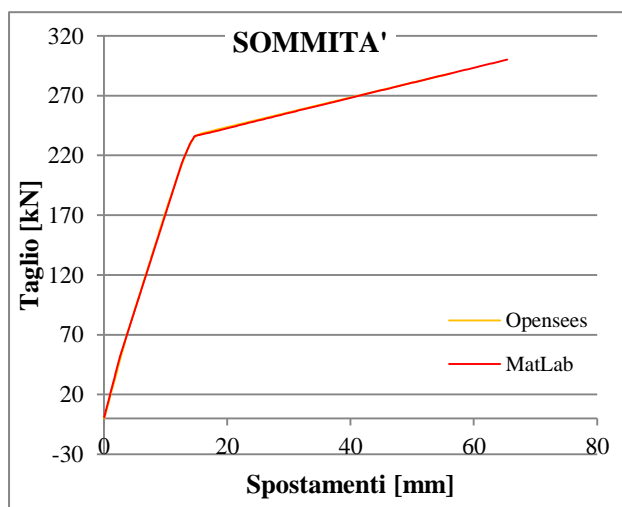
Fig. 3.31 – Validazione modello per Wall B

- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa centrale
- (e) Curva F- δ per trazione staffa centrale
- (f) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (g) Curva F- δ per trazione staffa destra





Wall C – Analisi Pushover

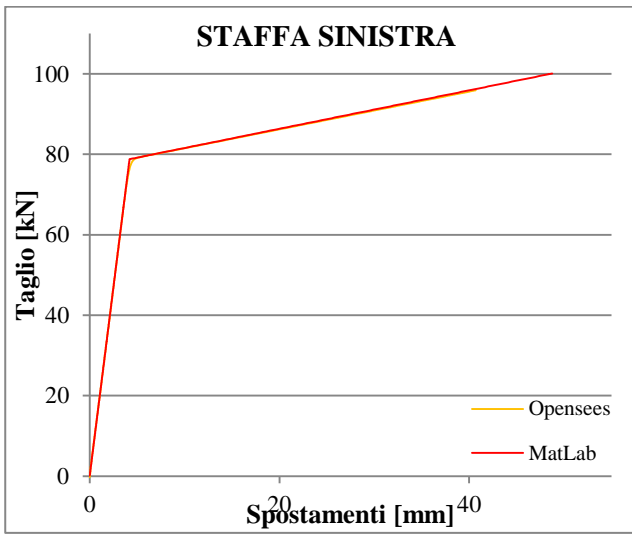


(a)

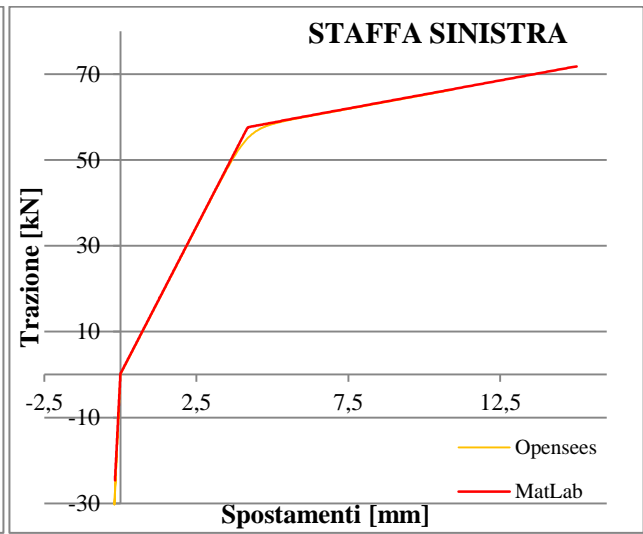
Fig. 3.32 – Validazione modello per Wall C

- (a) Curva F- δ in sommità
- (b) Curva F- δ per taglio staffa sinistra
- (c) Curva F- δ per trazione staffa sinistra
- (d) Curva F- δ per taglio staffa centrale
- (e) Curva F- δ per trazione staffa centrale
- (f) Curva F- δ per taglio staffa destra
- (g) Curva F- δ per trazione staffa destra

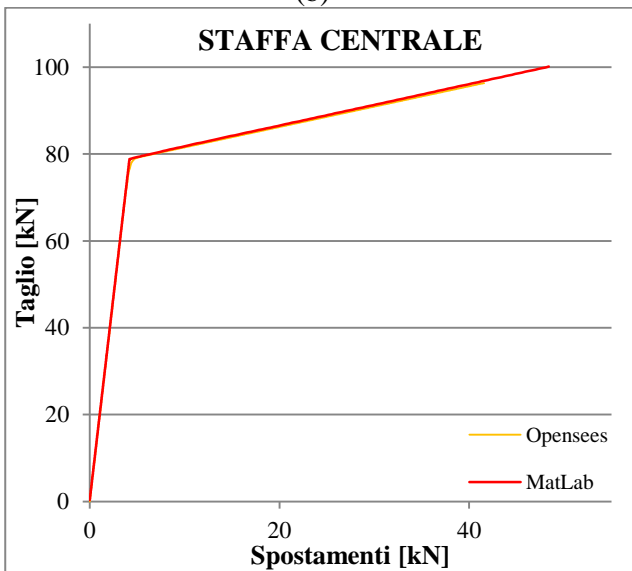
Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



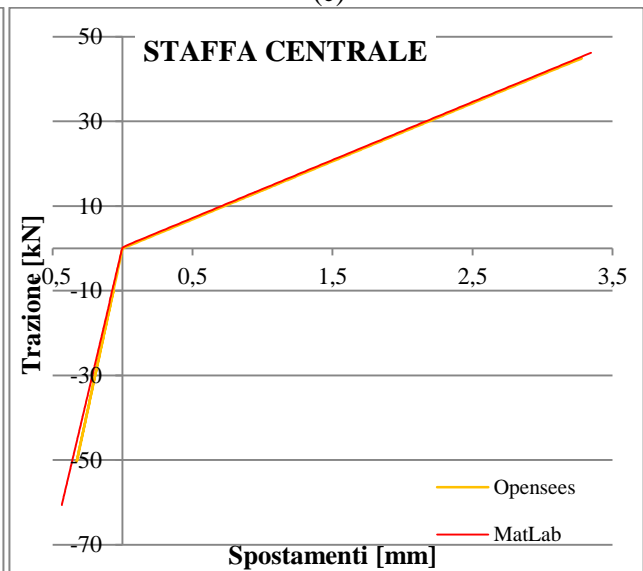
(b)



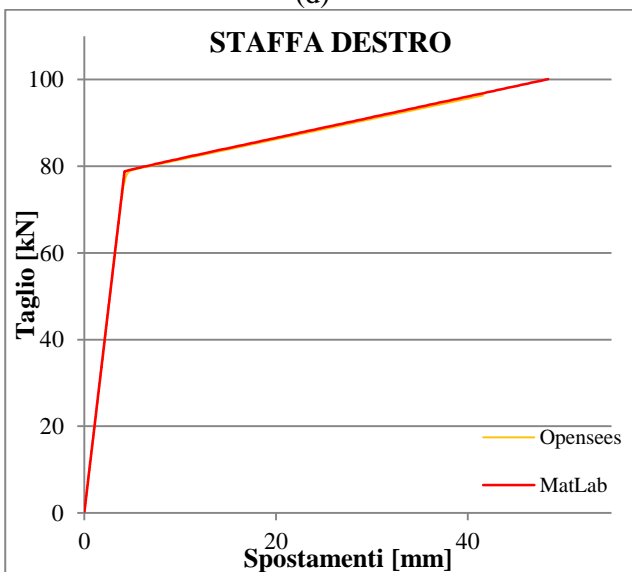
(c)



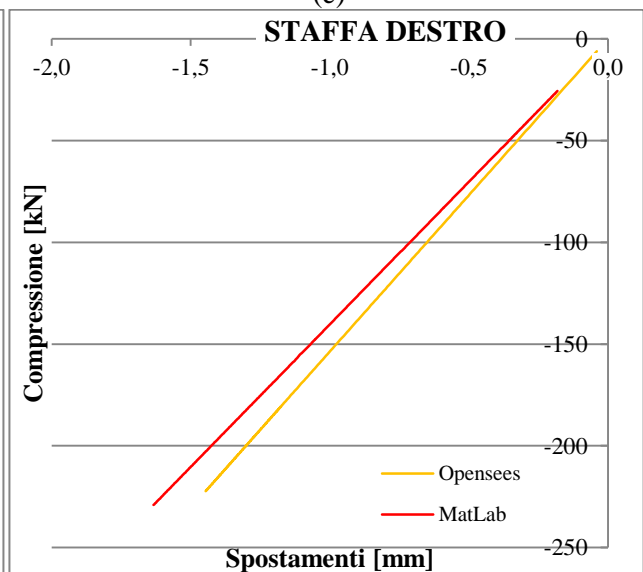
(d)



(e)



(f)



(g)

CONCLUSIONI

In definitiva, coscienti della lieve differenza in fase di compressione, è possibile affermare che la struttura del programma scritto per il software MatLab porta a risultati più che accettabili e quindi adatto al calcolo strutturale. Inoltre grazie alla sua libertà di modifica in fase di compilazione, ha tutte le potenzialità per poter superare l'ostacolo della forma del dominio delle staffe.

3.4.4 Descrizione del modello per analisi Pushover con dominio "reale"

Una volta dimostrata la correttezza del funzionamento del programma si è cercato un modo per implementare l'interazione tra sforzo normale e taglio. Ovviamente si è tenuta la stessa struttura delle funzioni, ma se ne è aggiunta una specifica, denominata "Verifica". Tale funzione, successivamente esplicitata in maniera dettagliata, viene collocata dopo la determinazione della matrice degli spostamenti, successivamente mediante un processo di controllo sulla posizione all'interno del dominio da parte degli spostamenti appena calcolati, vengono determinati dei coefficienti di correzione, α , β , γ e δ , da applicare ai due legami costitutivi in modo tale da ridurli per tener conto della già citata interazione.

```

% SOLUZIONE SISTEMA PUSH OVER
for j = 1:n+1
    % Determinazione Matrice di Carico(f)
    F = F0 + (j-1)*incre;
    for i=1:size(Q,1)
        if Q(i,1) ~= 0
            [f(Q(i,1)*2,:)] = deal(Q(i,2));
            [f(Q(end,1)*2-1,:)] = deal(F);
        end
    end
end

% Determinazione Matrice degli Spostamenti(U) - 1° Tentativo
U(iu) = K(iu,iu)\f(iu);

% Aggiornamento Proprieta dei Materiali(EP2) e Rigidezza(K)
EP2n = Verifica(XSTAFFE,U,EP2);
K0 = zeros(ndof,ndof);
K = Stiff(K0,X,T1,EP1,T2,EP2n,XSTAFFE,U);

% Determinazione Matrice degli Spostamenti(U) - 2° Tentativo
U(iu) = K(iu,iu)\f(iu);

% Aggiornamento Matrice di Rigidezza(K)
K0 = zeros(ndof,ndof);
K = Stiff(K0,X,T1,EP1,T2,EP2n,XSTAFFE,U);

% Calcolo reazioni Staffe(R)
R(:) = K(ic,iu)*U(iu);

% Calcolo parametri Staffe per step
for g = 1 : size(XSTAFFE,2)
    fplot(g,j) = F;
    USx(g,j) = U(XSTAFFE(g)*2-1);
    USy(g,j) = U(XSTAFFE(g)*2);
    Rx(g,j) = -R(g*2-1);
    Ry(g,j) = -R(g*2);
end

% Calcolo spostamenti in sommità per step
Usom(j,:) = U((nnox(1,2)*2)+1,1);

end

```

Fig. 3.33 – Struttura centrale del programma

Come si vede dalla struttura centrale del programma (Fig. 3.33), la verifica richiede come dati di input: il vettore dei nodi in cui sono applicate le staffe (XSTAFFA), la matrice degli spostamenti (U) e la matrice contenente le proprietà del materiale delle staffe. Come output invece genera la nuova matrice delle proprietà del materiale delle staffe (EP2n), il quale serve per i vari aggiornamenti della matrice di rigidezza (K) del sistema, infatti la nuova matrice delle proprietà della staffa rimpiazza completamente la precedente che non verrà più utilizzata nel modello.

Come si può notare andando a confrontare le due strutture del programma (Fig. 3.29 e Fig. 3.33), i due programmi sono perfettamente uguali, fatta eccezione per l'unica riga contenente la funzione "Verifica", la cui importanza è senza ombra di dubbio.

In Fig. 3.36 è riportata la struttura della funzione di implementazione del dominio, si parte con la creazione della matrici degli spostamenti in direzione x (USx) e in direzione y (USy) della staffa, a partire dalla matrice degli spostamenti globale (U). Si sono determinate una serie di verifiche per controllare che fosse necessario modificare le caratteristiche meccaniche della staffa:

1. *Controllo sul segno degli spostamenti*: se è negativo, e quindi si è ancora in fase di compressione, non si procede oltre e le caratteristiche rimangono le medesime.
2. *Controllo dello stato della staffa*: se all'interno della matrice delle caratteristiche (EP2) vi è un zero, la staffa non è ancora snervata e quindi si procede successivamente, se al contrario vi è un uno, che indica lo snervamento della staffa, la funzione si interrompe.
3. *Controllo relativo al posizionamento all'interno del dominio*: Viene da prima calcolato il valore dello spostamento a snervamento in direzione y (Uys) in base allo spostamento di direzione x (USx), se ne risulta un valore inferiore allo spostamento in y (USy) non abbiamo superato il limite e quindi la staffa può continuare a lavorare senza limitazioni; se al contrario si è superato, inizia la procedura di determinazione dei coefficienti correttivi α (alfa), β (beta), γ (gamma) e δ (delta).

La prima verifica è necessaria in quanto la staffa non lavora a compressione nella realtà essendovi presente il cordolo, nel modello invece non essendo presente è la staffa a svolgere anche il suo compito; non sarebbe corretto quindi applicarci dei coefficienti correttivi a riduzione delle capacità meccaniche. Il secondo serve per non andare a correggere ulteriormente la staffa che ha già superato lo snervamento, infatti una volta superato il limite e determinate le nuove caratteristiche, queste non vengono più modificate. Infine nell'ultimo il limite di snervamento è determinato mediante l'equazione di una retta, la quale collega i due punti a snervamento in caso di trazione pura e tagli puro. Avendo dato come incremento di forza un valore decisamente basso, il punto di superamento del limite di snervamento è molto prossimo a tale limite e per questo è stato possibile, in maniera approssimativa, considerare i due punti coincidenti. Tutto ciò in effetti è affetto da un lieve errore di precisione, ma molto contenuto e ulteriormente riducibile diminuendo l'incremento della forza orizzontale. In Fig. 3.34 è riportato il diagramma con la successione dei passaggi della funzione "Verifica".

Premesso ciò, si è calcolato il rapporto tra gli spostamenti nel limite di snervamento per ogni singola direzione con il loro corrispettivo a sforzo puro; le formule sono le seguenti:

$$\alpha = \frac{dx_{yeld}}{dx_{yeld_max}}; \quad \beta = \frac{dy_{yeld}}{dy_{yeld_max}};$$

$$\gamma = \frac{dx_u}{dx_{u_max}}; \quad \delta = \frac{dy_u}{dy_{u_max}};$$

In Fig. 3.35 è mostrato un esempio di come la funzione determina i coefficienti, in particolare si vede come il limite di snervamento abbia equazione lineare e collega i due punti di snervamento, mentre per l'equazione del limite di rottura ci si è rifatti a quanto svolto in un precedente lavoro [11].

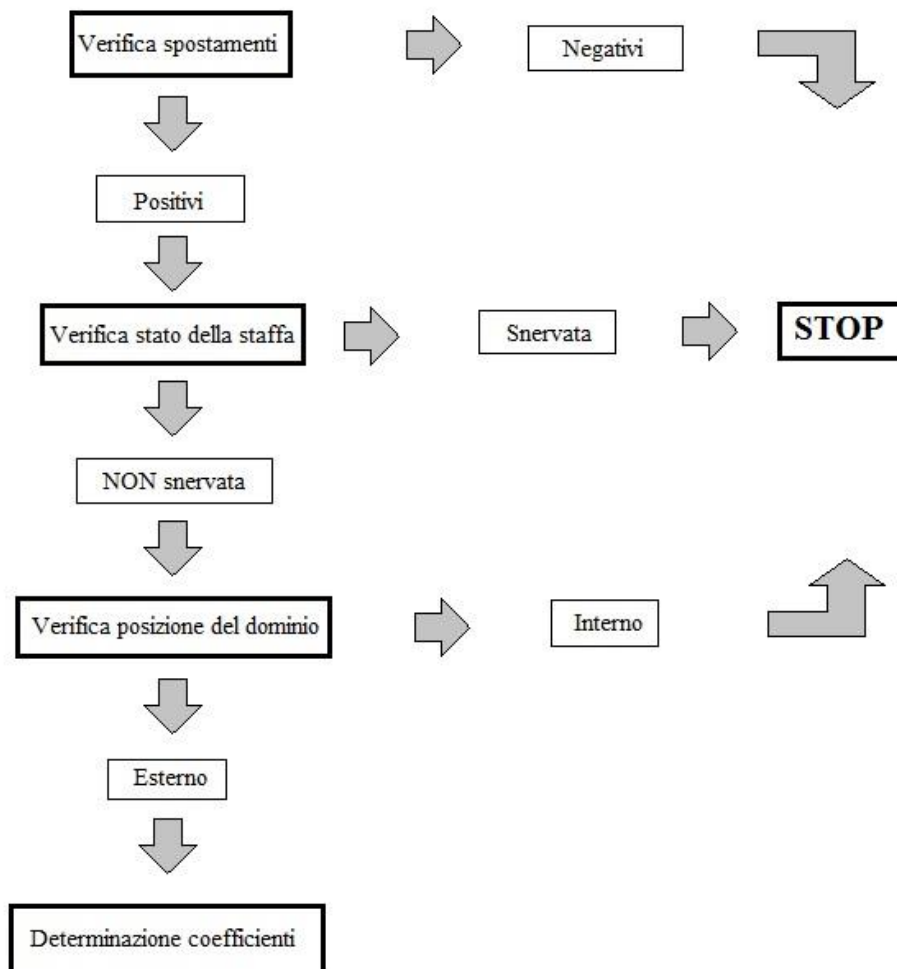


Fig. 3.34 – Flussogramma della funzione “Verifica”

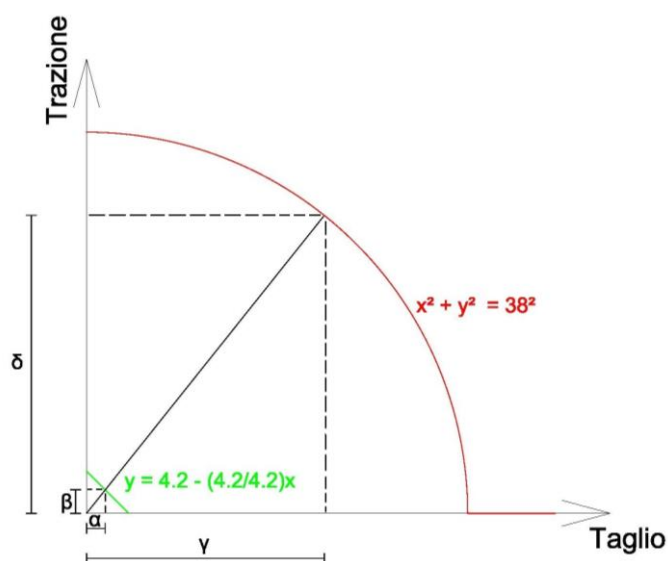


Fig. 3.35 – Esempio determinazione coefficienti correttivi

```

% VERIFICA POSIZIONE NEL DOMINIO E CORREZIONE PROPRIETA' DELL'ELEMENTO
for i = 1 : size(XSTAFFE,2)
    %Determinazione spostamenti staffe nelle due direzioni
    USx(i) = U(XSTAFFE(i)*2-1);
    USy(i) = U(XSTAFFE(i)*2);

    %Verifica se la fase di decompressione è terminata
    if USy(i)>0

        %Verifica se si è precedentemente snervata la staffa
        if EP2(i,13) == 0;

            %Determinazione limite lungo il dominio di snervamento
            Uys(i) = 4.2 - (4.2/4.2)*USx(i);

            %Verifica se si è superato lo snervamento
            if USy(i) > Uys(i)
                %Calcolo parametri correttivi(alfa,beta,gamma,delta)
                alfa(i) = (EP2(i,7)/((EP2(i,7)/EP2(i,2))+{USy(i)/USx(i)}))/EP2(i,2);
                beta(i) = ((EP2(i,7)/(1+USy(i)/USx(i)))*(USy(i)/USx(i)))/EP2(i,7);
                gamma(i) = (sqrt(38^2/(1+(USy(i)/USx(i))^2)))/38;
                delta(i) = (sqrt(38^2/(1+(USy(i)/USx(i))^2)))*(USy(i)/USx(i))/38;

                %Correzione Matrice delle Proprietà dell'elemento(EP2)
                EP2(i,2) = EP2(i,2)*alfa(i);
                EP2(i,3) = EP2(i,3)*alfa(i);
                EP2(i,4) = EP2(i,4)*gamma(i);
                EP2(i,5) = EP2(i,5)*gamma(i);
                EP2(i,7) = EP2(i,7)*beta(i);
                EP2(i,8) = EP2(i,8)*beta(i);
                EP2(i,9) = EP2(i,9)*delta(i);
                EP2(i,10) = EP2(i,10)*delta(i);
                EP2(i,13) = 1;

                if i == size(XSTAFFE,2)-1
                    EP2(i+1,2) = 3.89;
                    EP2(i+1,3) = 36500;
                end
            end
        end
    end

    %Creazione nuova Matrice delle Proprietà dell'Elemento(EP2n)
    EP2n = EP2;
end

```

Fig. 3.36 – Testo della funzione “Verifica”

Una volta completato il programma in tutte le sue funzioni, si è passati alla fase di validazione dei risultati: prima attraverso una fase di controllo di un effettivo cambiamento nel comportamento delle staffe in MatLab e successivamente un controllo di correttezza rispetto a quanto emerso mediante l’utilizzo di Ansys.

3.4.5 Confronto dei risultati derivanti dall’analisi Pushover

Come detto, il primo controllo è stato fatto tra i due programmi in MatLab. Nelle successive immagini si noterà in maniera molto immediata e semplice come tra i due programmi ci siano grosse differenze; che queste coincidano con quanto determinato in Ansys ancora non è possibile saperlo, si vedrà successivamente.

Come è stato fatto in precedenza per le analisi Pushover, anche in questa esposizione dei risultati si è omesso il confronto della staffa soggetta a sola compressione.

Wall A

In Fig. 3.37 sono riportati i risultati della Wall A, fin dal primo grafico si vede come la staffa con il nuovo dominio perda un po' della sua eccessiva rigidezza a vantaggio di un maggior spostamento. Questa diminuzione di rigidità è dovuta, come riportato in Fig. 3.37-b e Fig. 3.37-c, dalla diminuzione del punto di snervamento della staffa sinistra sia a trazione che a taglio; la staffa destra a taglio (Fig. 3.37-d) invece segue perfettamente l'andamento della "vecchia", ma dovendo compensare alla perdita di capacità della sinistra raggiunge lo snervamento ed entra in fase plastica.

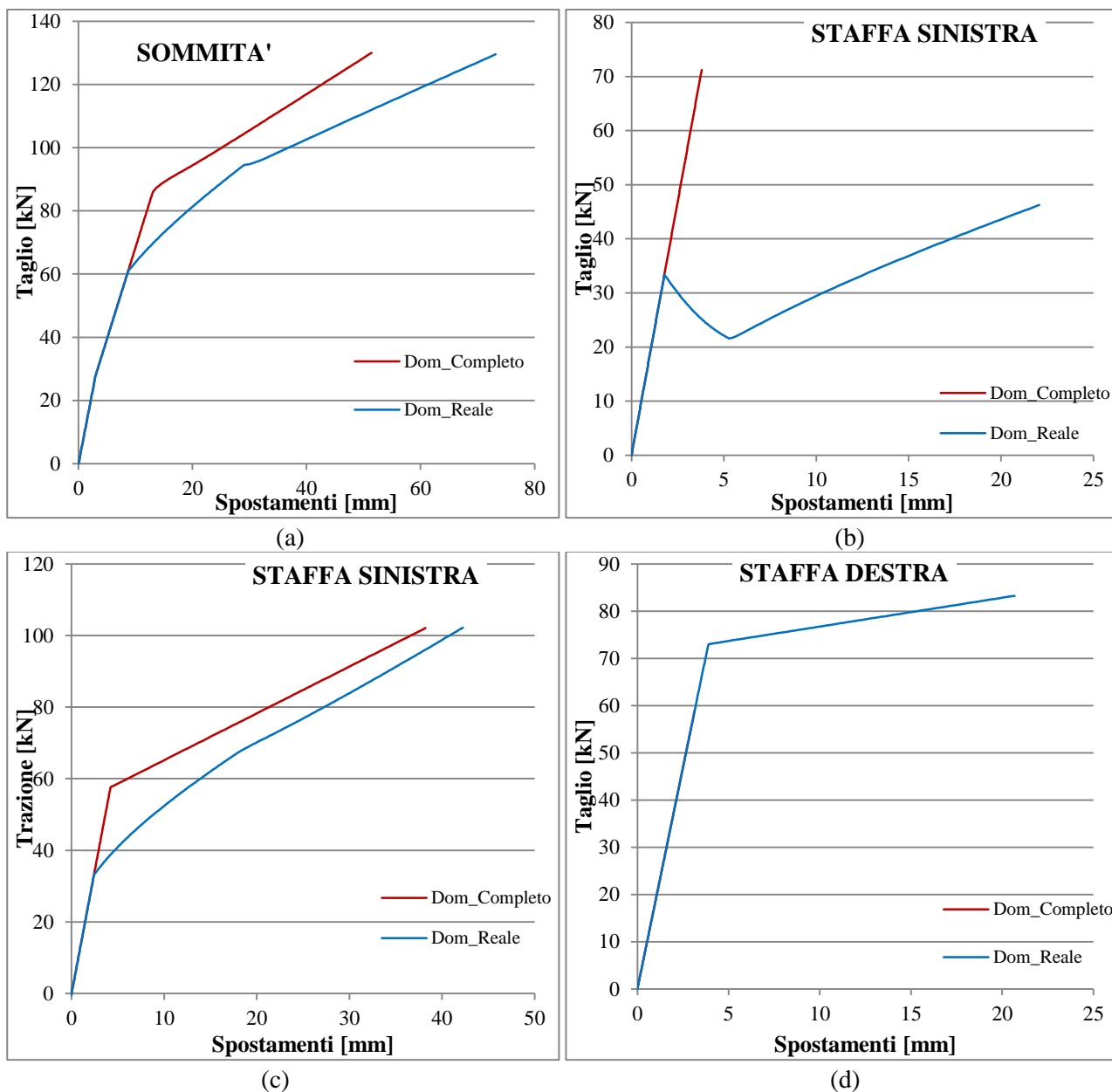


Fig. 3.37 – Confronto Wall A tra i due modelli

Wall B

Anche in Fig. 3.38 si nota come la parete perda in rigidità, oltre alle cose già detto, si può notare come le due staffe a taglio, sinistra Fig. 3.38-b e centrale Fig. 3.38-d, superato lo snervamento abbiano un calo di capacità portante per poi incrementarla. Quella destra invece si comporta come quella della Wall A, a trazione invece non c'è nulla di particolare da far notare.

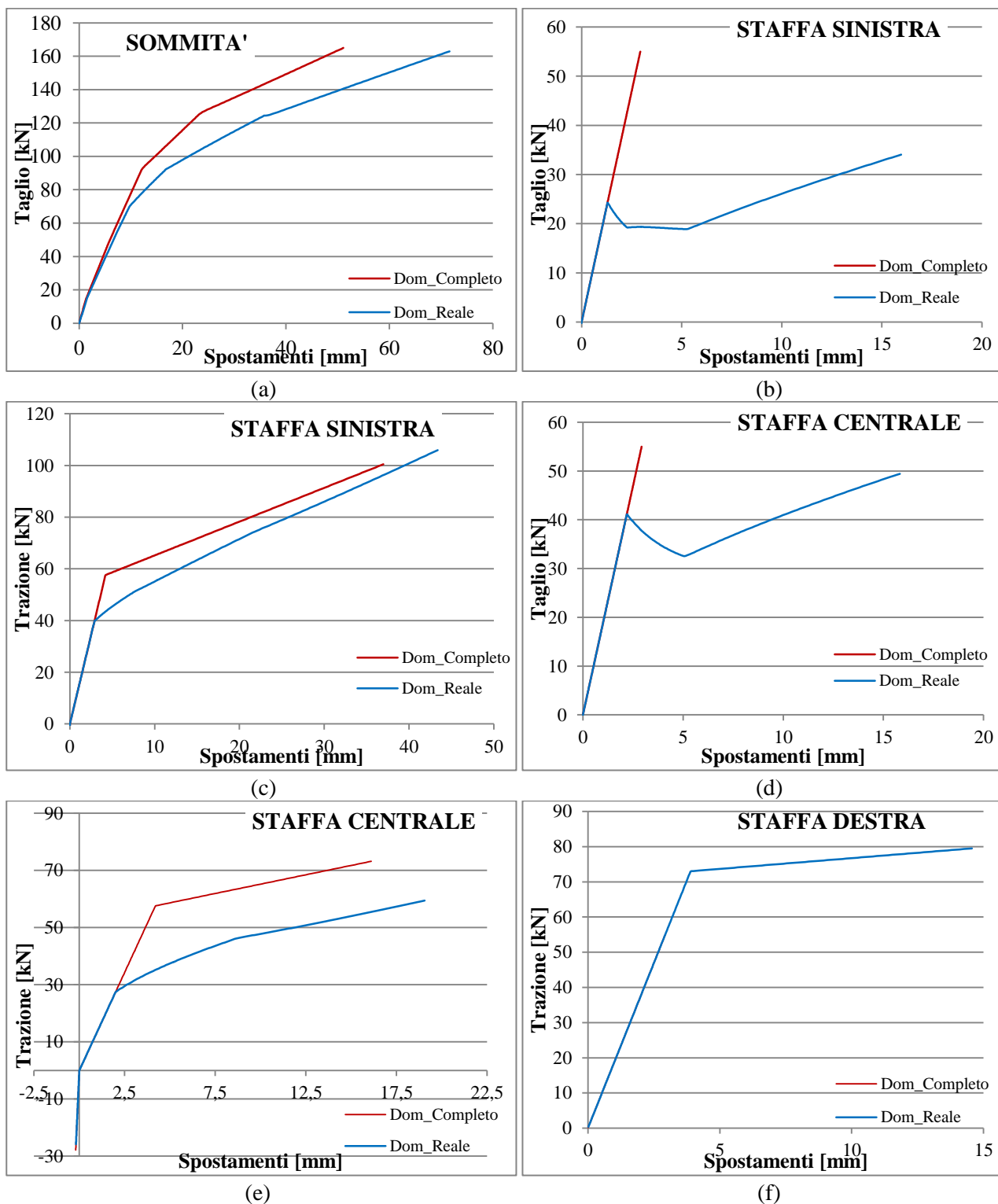


Fig. 3.38 – Confronto Wall B tra i due modelli

Wall C

Anche per la Fig. 3.39 sono valide le stesse osservazioni fatte per le due pareti precedenti, con la differenza che la perdita e la ripresa della capacità portante a taglio delle staffe è inferiore alle precedenti. Per quella destra invece si ha che il punto di snervamento è leggermente più basso, anche se poi giungono entrambe allo stesso punto finale. Inoltre vediamo come il comportamento a trazione è decisamente differente tra i due modelli.

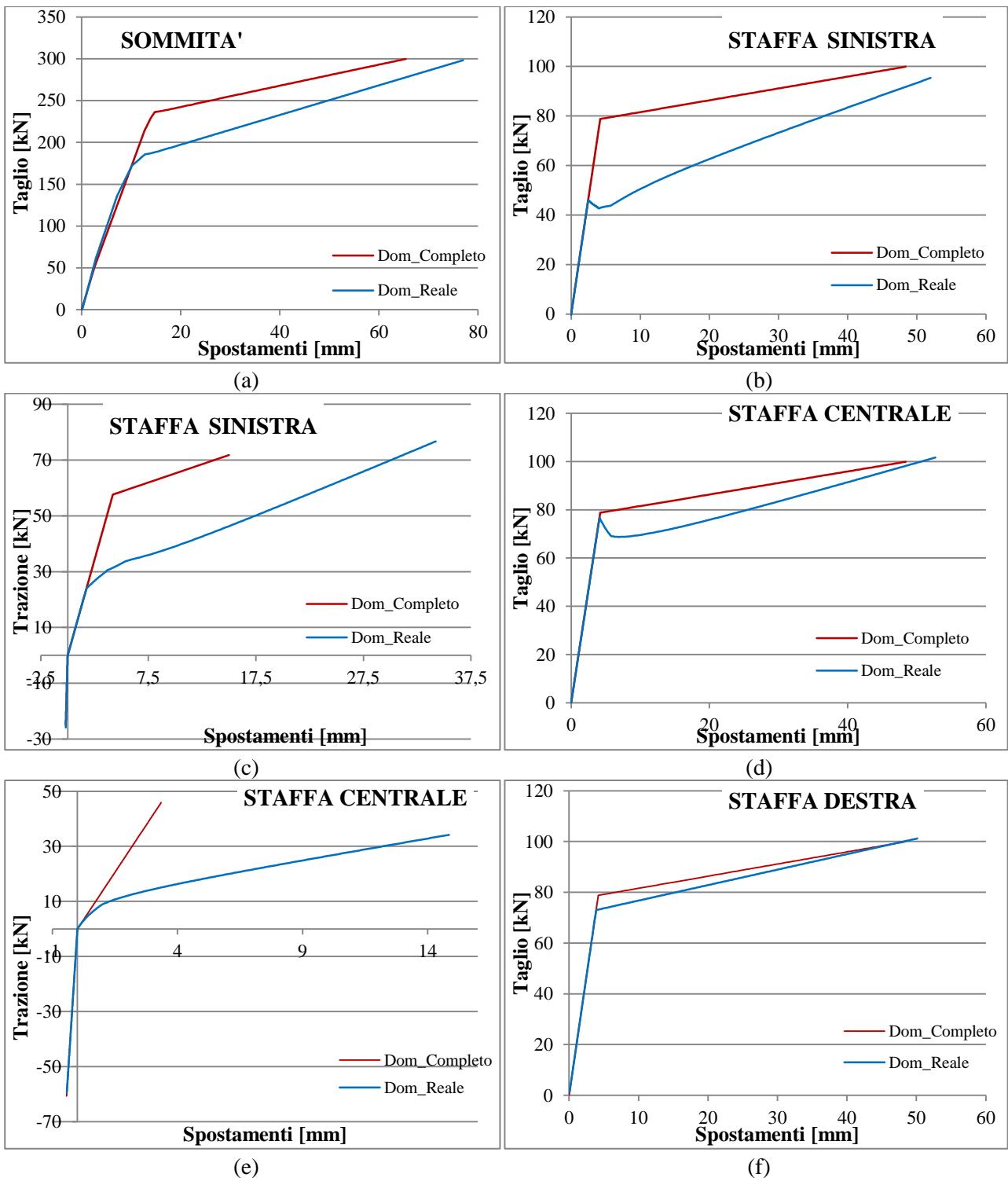


Fig. 3.39 – Confronto Wall C tra i due modelli

Una volta constatato che tra i due modelli vi è una effettiva differenza, si è passati a confrontare il nuovo modello con quello di Ansys. Così facendo si è potuto capire se si fosse nella giusta direzione ed eventualmente come migliorare ulteriormente le incoerenze. Trattandosi di un confronto con un'importanza superiore ai precedenti, si è deciso di analizzare i grafici con maggior attenzione.

Wall A – Analisi Pushover

Fin dalla prima curva, Fig. 3.40, ci si accorge che le cose siano effettivamente cambiate: ovviamente non si ha una corrispondenza perfetta, ma ci si avvicina molto sia come andamento, sia come spostamento e carico finali. La curva in MatLab è più spezzettata e meno fluida, ma questo è dovuto ad una analisi con un incremento di carico forse elevato, probabilmente con un valore inferiore si avrebbe qualcosa di più continuo.

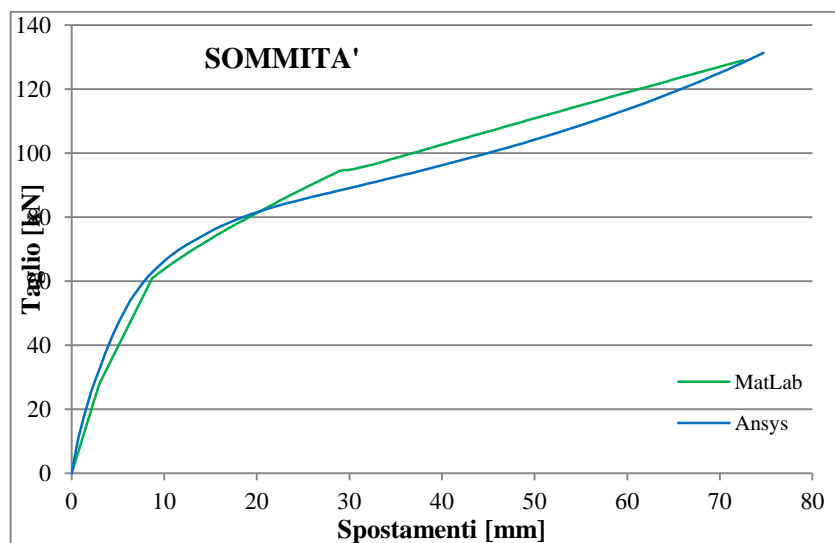


Fig. 3.40 – Curva F- δ per il taglio in sommità

Il secondo grafico, Fig. 3.41, riporta il taglio nella staffa sinistra, si può notare come l'andamento generale della staffa sia corretto, ma i valori che assume sono decisamente diversi. La staffa snerva a valori di sforzo superiori mentre lo spostamento è circa il medesimo, si ha poi un calo nella capacità portante, per riprendere successivamente ad aumentare. Il punto finale è quasi lo stesso per quanto riguarda lo sforzo, ma decisamente inferiore per quanto riguarda invece lo spostamento.

Per quanto riguarda invece il comportamento assiale della stessa staffa, si ha una buona corrispondenza dei risultati. Oltre alla già citata mancanza di fluidità delle curve, si ha che MatLab rimane leggermente inferiore rispetto ad Ansys; nella parte finale si ha un lieve spostamento maggiore in MatLab, ma un ridotto sforzo massimo. Il confronto è riportato anch'esso in Fig. 3.41 e analizzandolo sembrerebbe anche il punto di snervamento sia leggermente inferiore a quello che è per Ansys, forse ciò è la causa della leggera differenza tra i due modelli. È anche difficilmente risolvibile dato che in MatLab sono stati usati legami costitutivi bilineari e non curvi, lo snervamento è quindi indicato come punto avente sforzo e spostamento ben precisi.

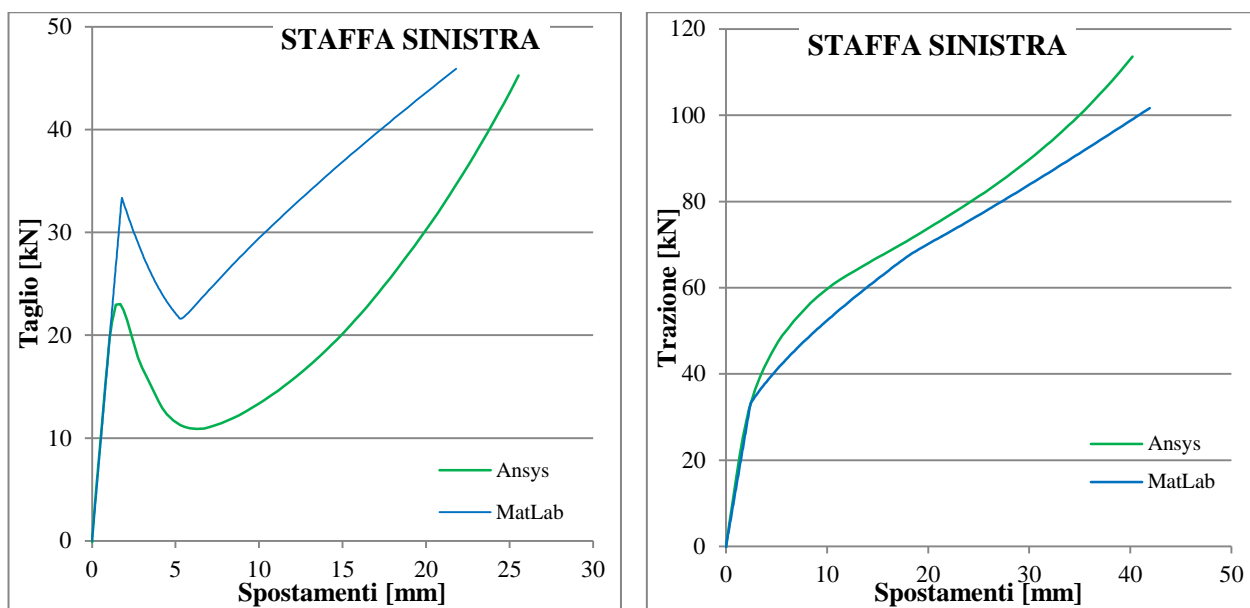


Fig. 3.41 – Curve F- δ della staffa sinistra

Infine osservando l'ultima curva, Fig. 3.42, relativa al comportamento tagliante della staffa destra, si ha una coincidenza pressoché perfetta tra i due modelli. Eccezione fatta per la parte di snervamento, di cui si è appena discusso con il grafico precedente. L'unica pecca riguarda lo spostamento ultimo, infatti la staffa raggiunge un punto inferiore in MatLab, nonostante questo coincida comunque con un punto della curva di Ansys.

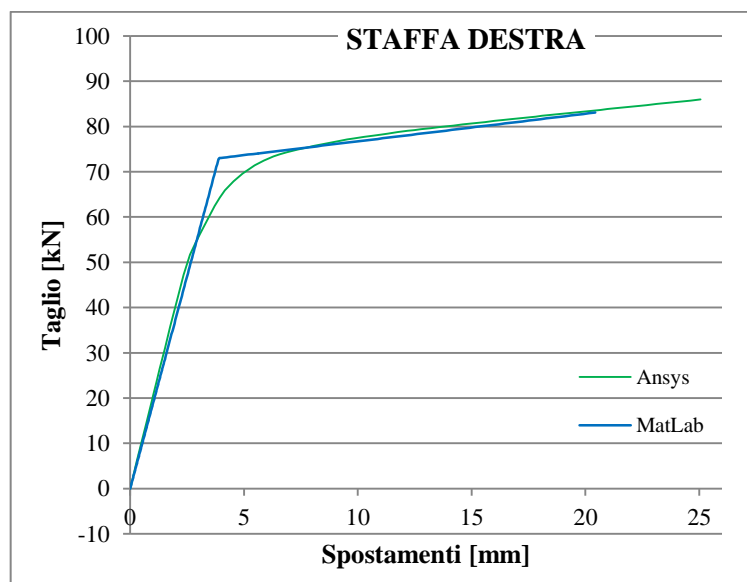


Fig. 3.42 – Curva F- δ per il taglio nella staffa sinistra

Infine in Fig. 3.43 viene riportato sullo stesso grafico lo sforzo normale e tagliante della staffa sinistra, quello destro non avrebbe senso essendo la componente assiale sempre compressa. Si nota come l'andamento generale sia sostanzialmente corretto ma il taglio risultante risulta traslato di circa 10 kN rispetto ad Ansys. Andrebbe pertanto ricercato il modo per sovrapporre il più possibile tali andamenti, modificando adeguatamente l'aliquota di taglio assorbita dalla staffa tesa.

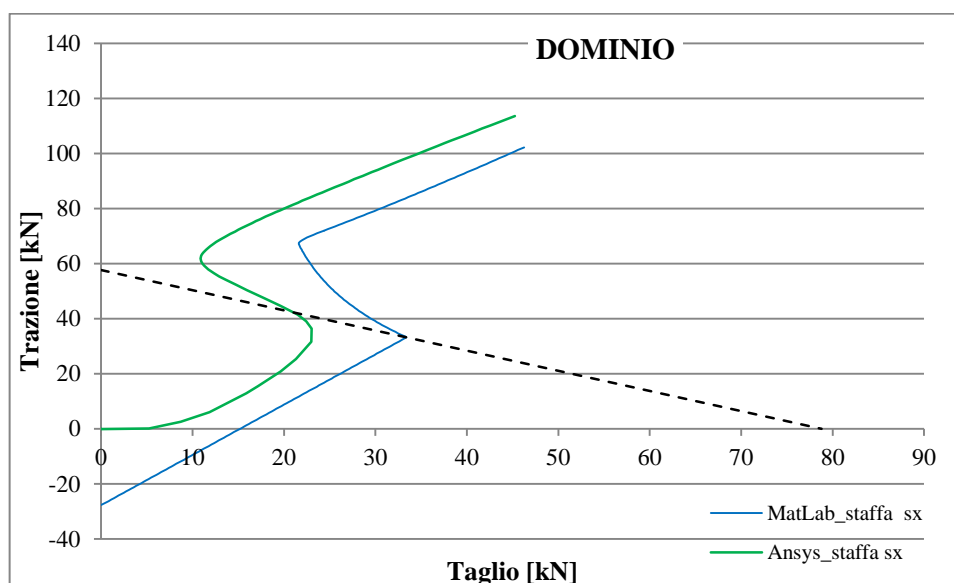


Fig. 3.43 – Rappresentazione staffa sinistra all'interno del dominio

Wall B – Analisi Pushover

Passando alla seconda parete, la Wall B, si nota ancora come almeno per quanto riguarda il taglio in sommità, Fig. 3.44, le differenze non siano così sostanziali. È vero che la curva di MatLab inizialmente sia leggermente inferiore a quella di Ansys, ad un certo punto però la situazione s'inverte e ci si trova nel caso contrario. Si ha comunque che le due curve si fermano quasi nel medesimo punto: il taglio massimo a cui si giunge è lo stesso, si ha una differenza molto limitata per quanto riguarda gli spostamenti; ovviamente essendo il taglio il valore della forza orizzontale applicata e dato che è la stessa per tutti e due i modelli, il valore nel grafico non può che essere lo stesso.

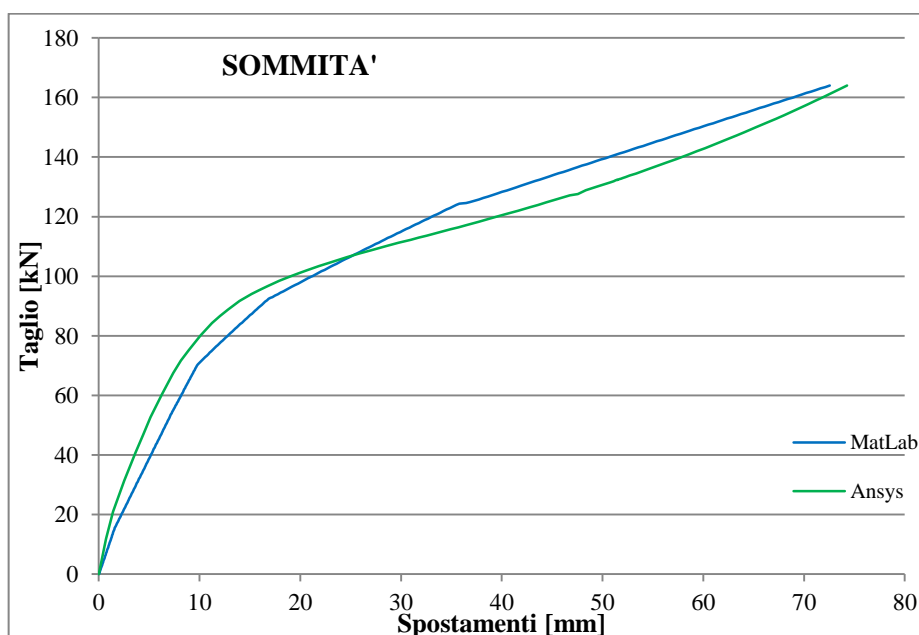


Fig. 3.44 - Curva F- δ a taglio in sommità

Procedendo con il solito ordine ed analizzando la staffa sinistra a taglio ci si accorge che il modello in MatLab segue abbastanza quello in Ansys per quanto riguarda l'andamento, ma come in precedenza sono i valori ad essere superiori. Come per corrispondente staffa nella Wall A, si ha un valore di snervamento superiore, il quale comporta una curva superiore in MatLab rispetto a quanto vi è in Ansys; giungendo però alla fine al medesimo valore di taglio assorbito, con uno spostamento decisamente inferiore. Il paragone a trazione invece porta a buoni risultati, ad eccezione fatta per due aspetti: il punto di snervamento in MatLab leggermente inferiore, ma trattandosi di una bilineare è un problema relativo, e la mancanza corrispondenza tra sforzo finale nei due modelli, al contrario degli spostamenti dove si ha corrispondenza quasi perfetta. Tutto ciò è riportato in Fig. 3.45 sia per quanto riguarda il taglio sia per quanto riguarda la trazione.

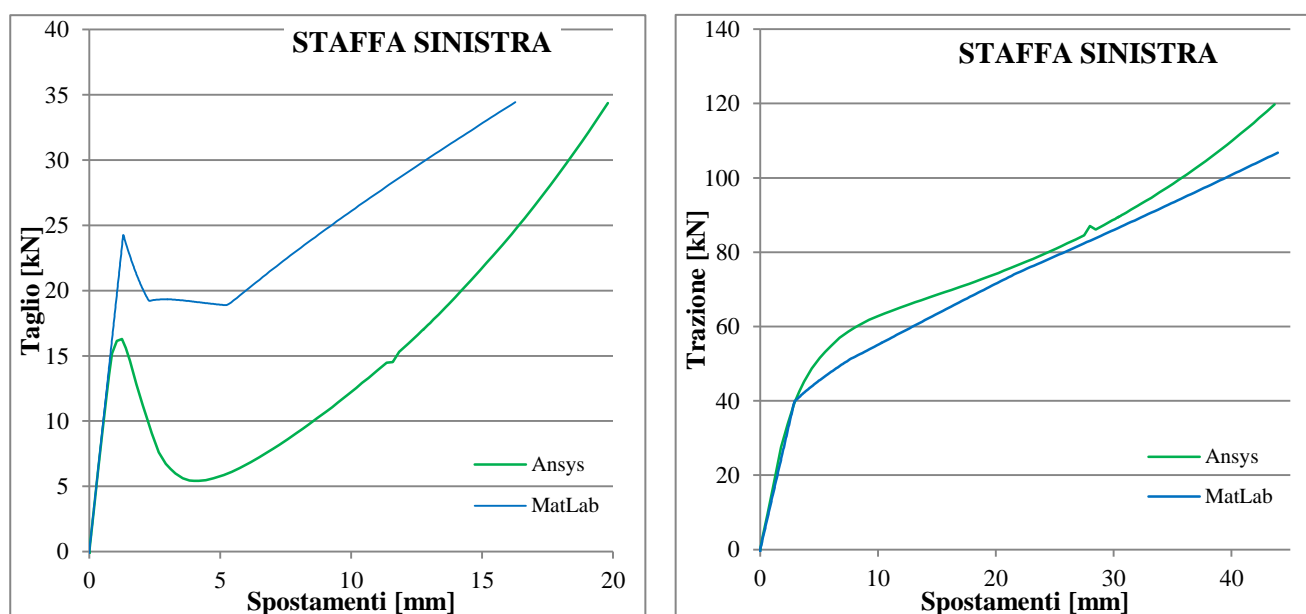


Fig. 3.45 – Curve F- δ per la staffa sinistra

In riferimento alla staffa centrale, non presente nella Wall A, si trova un problema simile a quanto emerso per quella sinistra per quanto riguarda il comportamento a taglio. Anche qui si ha uno snervamento superiore a quello "esatto", ma in maniera più ridotta di quanto emerso prima, questo si ripercuote anche nella distanza tra le due curve, decisamente meno marcata per questa staffa che per la precedente. La fase finale è molto simile, sforzo agente ultimo quasi corrispondente, ma spostamenti finali molto differenti. Bisogna anche riportare come avendo trattato il legame costitutivo come una bilineare e non come una curva, è impossibile che il comportamento curvilineo avuto in Ansys venga ripetuto. La Fig. 3.46 riporta le curve per il taglio e per la trazione ed è possibile visualizzare quanto detto in precedenza. Per quanto riguarda la componente a trazione della staffa centrale, si ha una buona somiglianza tra le due curve. Sicuramente questa è migliore di quella riscontrata per la staffa precedente, sia per andamento che per differenze. In particolare nel primo tratto della curva si ha una coincidenza praticamente perfetta tra le due curve, coincidenza che si va a perdere con il progredire della fase plastica; alla fine per quanto riguarda gli aspetti ultimi si ha uno sforzo leggermente maggiore, a svantaggio di uno spostamento minore di quanto non accada in Ansys.

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

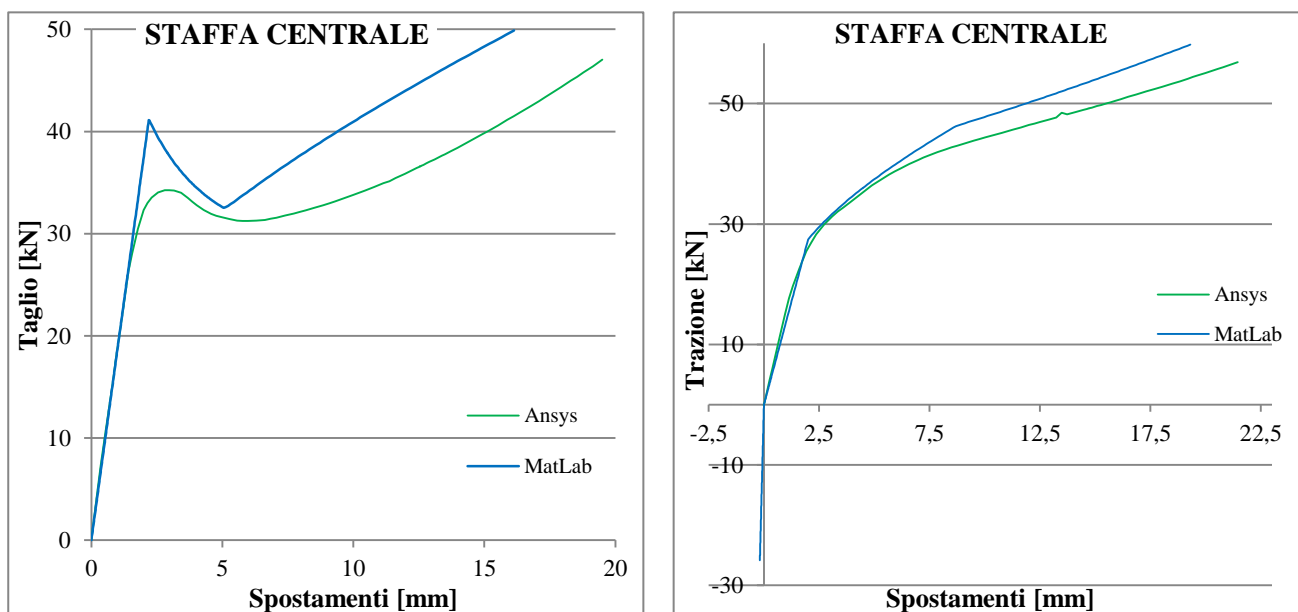


Fig. 3.46 – Curve F- δ per la staffa centrale

Infine le conclusioni per la staffa a taglio destro sono le medesime riportate precedentemente per la corrispondente staffa della Wall A. Comportamento perfettamente coincidente, se non per il punto di snervamento, a causa del legame bilineare, e uno spostamento finale minore, anche se concordante con un punto della curva di Ansys. Su questo non c'è altro su cui discutere e la rappresentazione grafica è riportata in Fig. 3.47.

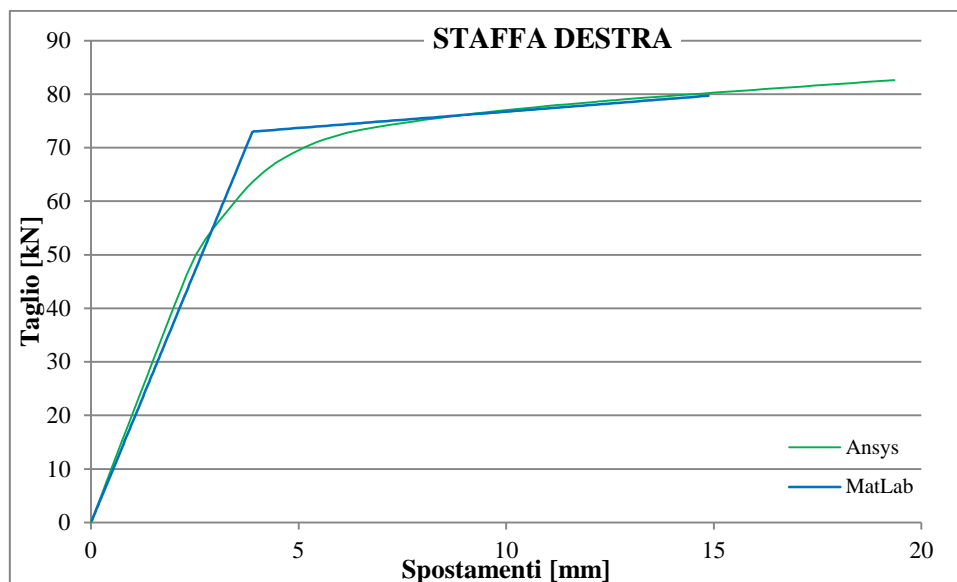
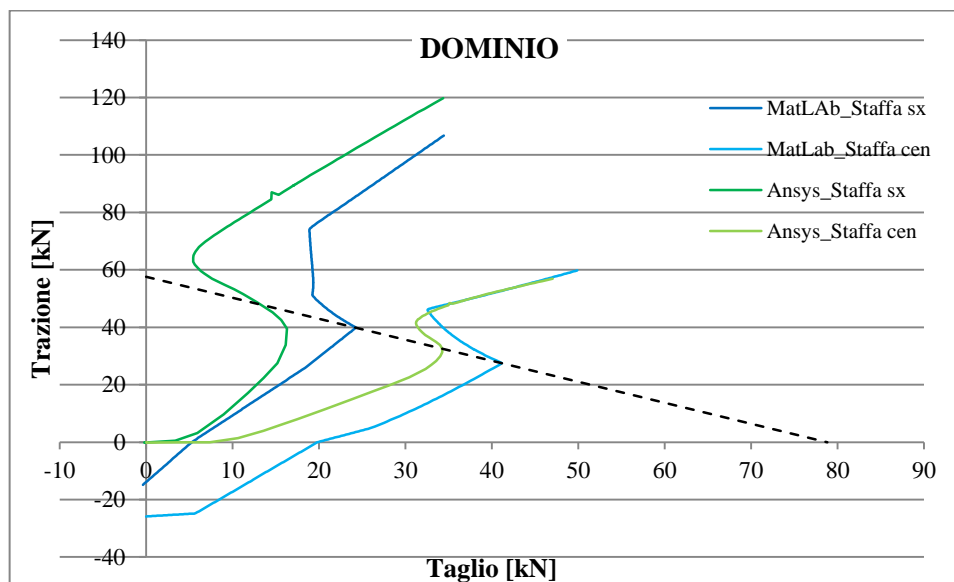


Fig. 3.47 – Curva F- δ per il taglio nella staffa destra

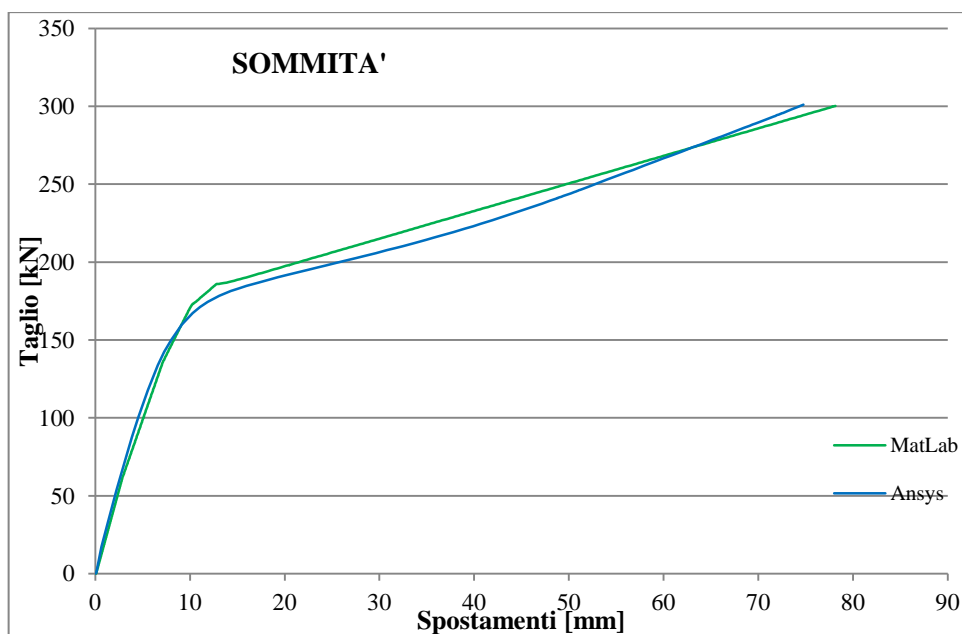
Anche per questa parete per concludere sono state inserite le curve taglio-trazione relative stavolta alla staffa sinistra e a quella centrale, quella destra, come prima, in quanto compressa è esclusa. La prima osservazione che può essere fatta è che l'andamento è simile tra i due modelli. Per la staffa sinistra si ha il punto sul limite di snervamento che è spostato verso destra rispetto a dove dovrebbe essere, le conseguenze sono, dato che è la prima staffa a snervarsi e che influisce anche sulle altre, che si hanno modifiche nei legami costitutivi differenti da quelli che dovrebbe essere. Ciò fa sì che anche le altre staffe si distanzino dal

giusto andamento, infatti anche la seconda staffa snerva in un punto diverso, anche se poi riesci a portarsi nella corretta posizione e per un tratto della fase finale c'è un'ottima corrispondenza. Avvenimento che non accade invece per la prima staffa che anche una volta snervata, rispetta sì un andamento simile a quello corretto, ma non riesci mai ad avvicinarsi abbastanza.



Wall C – Analisi Pushover

Infine si è passati ad analizzare la Wall C, anche lei come le precedenti ha una buona somiglianza tra i due modelli per quanto riguarda l'aspetto del taglio in sommità. Infatti tranne per alcuni minimi scostamenti le due curve differiscono solamente per lo spostamento ultimo, ma si tratta di qualche millimetro e quindi di una quantità alquanto influente (Fig. 3.49).



Per quanto riguarda la prima staffa, quella a sinistra, si ha un comportamento non ancora coincidente, ma sicuramente meno differente delle corrispettive precedenti. Si ha sempre uno snervamento maggiore e una perdita di capacità iniziale con accrescimento successivo, però questa volta non ci si mantiene costantemente distanti tra le due curve ma si arriva addirittura ad incontrarsi in un punto. Dopo il quale le posizioni si invertono e quella che prima sovrastava l'altra ora si ritrova in posizione inferiore; in termini di valori si ha che lo sforzo massimo agente sulla connessione è in sostanza il medesimo, mentre lo spostamento ultimo è maggiore in MatLab. Tutto sommato però, tenendo conto dei paragoni precedenti, in questo caso si ha una discreta somiglianza tra le due curve. Il comportamento a trazione è, come finora visto, abbastanza coincidente tra i due modelli, tranne per la parte finale dove la curva di Ansys presenta uno sforzo e uno spostamento maggiore di quelli in MatLab.

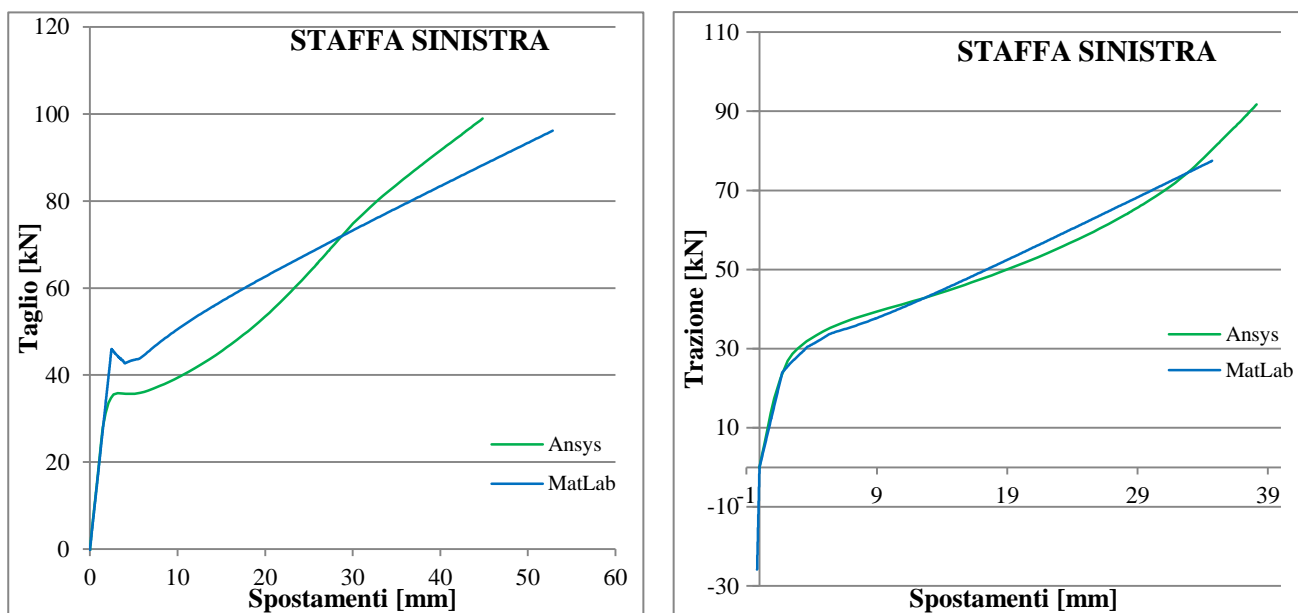


Fig. 3.50 – Curve F- δ per la staffa sinistra

Per quanto riguarda la staffa centrale emerge qualcosa di diverso dal resto visto in precedenza. Si ha una discreta somiglianza nel comportamento a taglio, forse tra quelli analizzati finora per questo elemento è quello che assomiglia di più al comportamento "corretto". Vi è una differenza in fase di snervamento, come sempre sinora, e una costanza distante tra le due curve che culmina con uno spostamento finale differente, a parità di sforzo assorbito (Fig. 3.51). La vera rivelazione riguarda il comportamento della stessa a trazione (Fig. 3.51), dove, al contrario delle altre volte, non si ha un'elevata coincidenza, ma anzi vi è una notevole diversità di comportamento. Non solo si hanno sforzi e spostamenti finali differenti, ma anche l'andamento generale delle curve è decisamente differente. La curva di Ansys è caratterizzata da un'elevata capacità di spostamento, a fronte di una bassa capacità portante, in MatLab invece si ha una capacità di spostamento simile ma con una più elevata capacità di carico. Le conseguenze si noteranno nel grafico relativo al dominio in Fig. 3.53.

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

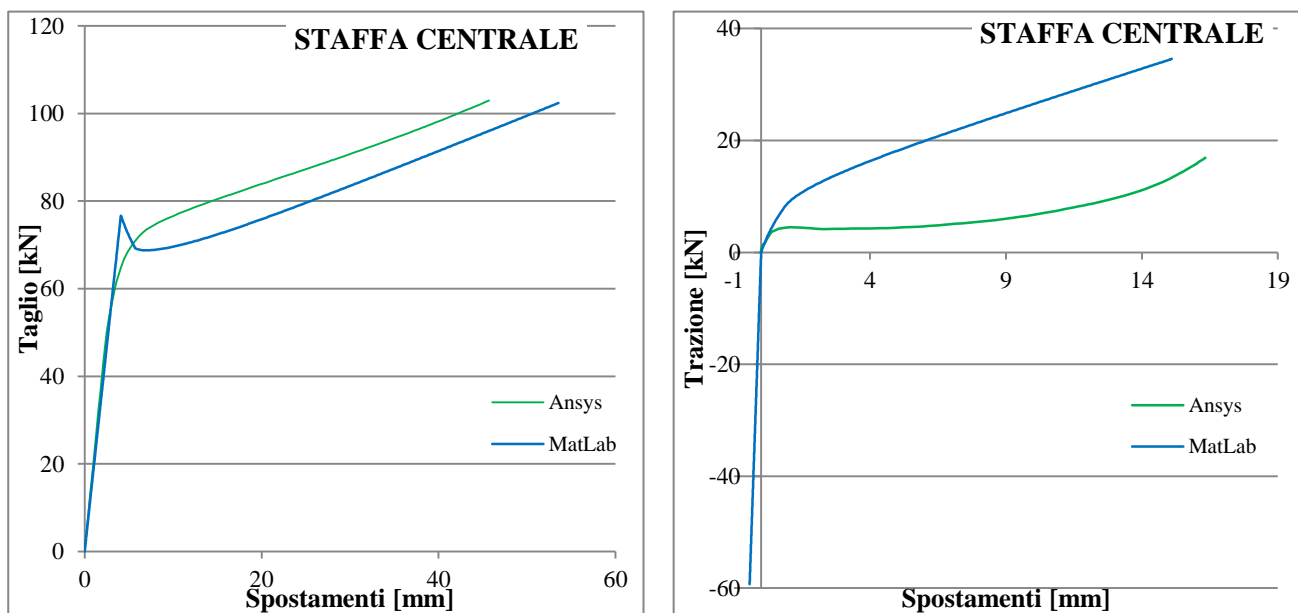


Fig. 3.51 – Curve F- δ per la staffa centrale

La staffa destra come sempre non ha grosse differenze, se non le già citate in precedenza per le corrispondenti e che non verranno ripetute ulteriormente.

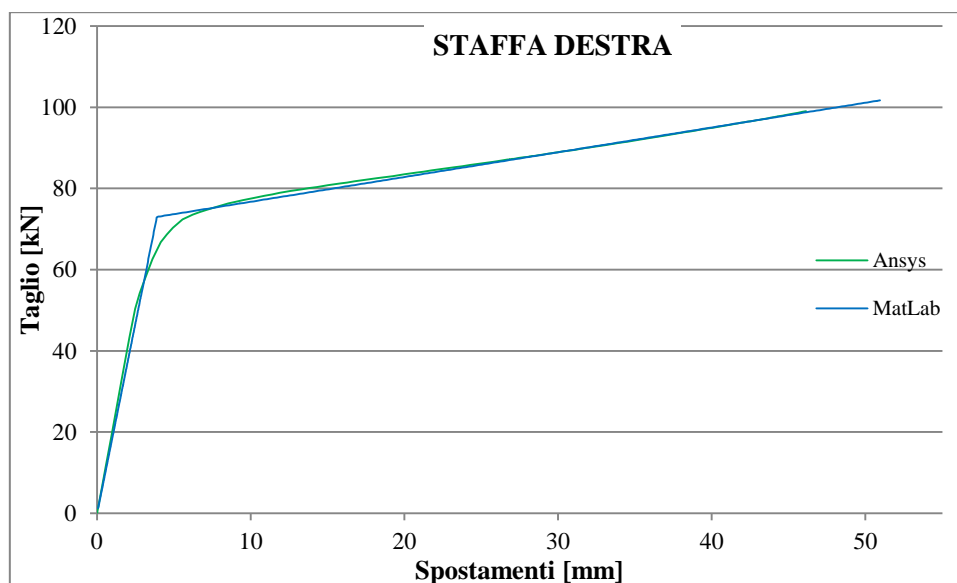


Fig. 3.52 – Curva F- δ per il taglio nella staffa destra

In Fig. 3.53 è riportato il solito grafico contenente la curva taglio-trazione per le due staffe, sinistra e centrale, in cui si possono notare le conseguenze delle differenze emerse nelle figure precedenti. In particolare per la staffa sinistra si ha una buona corrispondenza nell'andamento della curva, ma valori differenti che tengono la curva costantemente distante da quello che dovrebbe essere l'andamento esatto. Questo è dovuto al fatto che il punto di snervamento è spostato più a destra di quello corrispondente ad Ansys e la probabile causa è l'elevato spostamento necessario per passare dalla fase di compressione a quella di trazione. Infatti, in maniera qualitativa, se i punti in cui la compressione finisce coincidessero, probabilmente anche il comportamento della staffa sinistra coinciderebbe maggiormente con quello di Ansys. Per quanto riguarda la staffa centrale vi è ben poco da dire, il comportamento è del tutto differente;

ciò può essere dovuto sia alle differenze emerse nel corso dell'analisi dei risultati e sia al non perfetto comportamento della staffa sinistra che si ripercuote su quella centrale.

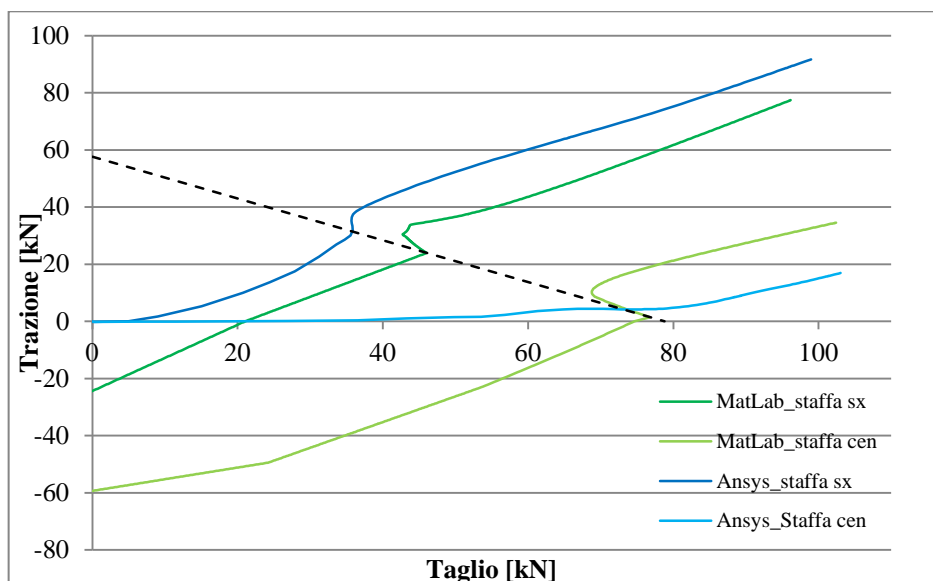


Fig. 3.53 – Rappresentazione delle staffe all'interno del dominio

3.4.6 Descrizione del modello per analisi Ciclica con modello “reale”

Infine si è riusciti anche ad implementare l'analisi Ciclica mediante l'utilizzo di MatLab, ciò è stato possibile aggiungendo dei controlli all'interno del programma per la Pushover e aggiornando in continuazione il valore del carico orizzontale in funzione di essi. Come si può notare in Fig. 3.54, si hanno quattro fasi:

- 1) *Fase di carico positiva:* in sostanza si tratta dell'analisi Pushover, eseguita finché non si raggiunge in valore di spostamento in sommità preposto;
- 2) *Fase di scarico positiva:* si tratta della fase di scarico delle fase precedente, che riporta la struttura alle condizioni iniziali;
- 3) *Fase di carico negativa:* consiste nell'analisi Pushover eseguita però nella direzione opposta rispetto a quella indicata nella prima fase;
- 4) *Fase di scarico negativa:* infine l'ultima fase coincide con la seconda e prevede la ricollocazione della struttura alla situazione iniziale.

Successivamente verrà chiarito meglio il processo risolutivo di ogni singola fase.

```

% SOLUZIONE SISTEMA CICLICO
for e = 1:size(Ci,2)/2
    % Fase di Carico positiva
    while Usom(j) < Ci(2*e-1) ...
        % Fase di Scarico positiva
        while USx(1,j)>0.01 ...
            % Inversione delle proprietà
            EP2n = Inverti(EP2n);
        % Fase di Carico negativa
        while Usom(j) > Ci(2*e) ...
            % Fase di Scarico Negativa
            while USx(1,j)<0.01 ...
                % Inversione delle proprietà
                EP2n = Inverti(EP2n);
            end
        end
end

```

Fig. 3.54 – Fasi dell’analisi Ciclica

Come detto, le due fasi di carico in sostanza corrispondono ad analisi Pushover e per questo non vengono riportate in dettaglio. Tali analisi procedono finché non viene raggiunto il valore dello spostamento di sommità (U_{som}) indicato nella matrice di controllo (C_i); per far ciò si è utilizzato l’operatore logico “While” che finché l’espressione a lui seguente risultava vera continuava ad eseguire le operazioni riportate in seguito, mentre quando si raggiungeva il giusto valore dello spostamento in sommità, e quindi l’espressione diveniva falsa, la fase terminava e si procedeva con la successiva.

Le fasi di scarico hanno la medesima impostazione e operazioni da eseguire, la sola differenza riguarda il valore dello spostamento di controllo, che è lo stesso ma opposto. In pratica la fase procede finché non si raggiunge lo spostamento nullo in direzione orizzontale delle staffe, è stato utilizzato il medesimo operatore logico utilizzato per le fasi di carico, solo che in queste i controlli sono fatti non sullo spostamento in sommità, ma su quello orizzontale delle singole staffe (US_x). In Fig. 3.55 viene riportata la struttura risolutiva della fase scarico; nel caso riportato è quella positiva; quella negativa ha come espressione logica nell’operatore logico che lo spostamento US_x deve essere minore di 0.01, questo perché siamo nella parte negativa del sistema di riferimento.

La prima parte della fase riguarda il solito aggiornamento dei parametri, la forza orizzontale F e il numero degli step j , e il calcolo della matrice di carico del sistema, una volta fatto ciò si determina la matrice di Rigidezza. Questo avviene mediante la funzione “*StiffScari*” la cui struttura è praticamente la stessa di quella utilizzata nelle fasi di carico, con la sola differenza che questa utilizza le rigidezze elastiche degli elementi in quanto lo scarico avviene in fase elastica. In particolare, la rigidezza del pannello rimane la medesima, ma quella delle staffe viene determinata mediante l’utilizzo della funzione “*KeStaffeSca*”, che ha la stessa impostazione della corrispettiva per l’analisi Pushover, ma con le sole rigidezze elastiche. Successivamente si determinano gli spostamenti e le reazioni vincolari, che verranno poi sottratte alle corrispondenti dell’iterazione prima, così da poter rappresentare lo scarico del sistema.

```

% Fase di Scarico positiva
while USx(1,j)>0.01
    F = F0 - incre;
    j = j+1;
    for i=1:size(Q,1)
        if Q(i,1) ~= 0
            [f(Q(i,1)*2,:)] = deal(0);
            [f(Q(end,1)*2-1,:)] = deal(incre);
        end
    end
    end
    K0 = zeros(ndof,ndof);
    K = StiffScari(K0,X,T1,EP1,T2,EP2n,XSTAFFE,U,R);
    Ue(iu) = K(iu,iu)\f(iu);
    Re = K(ic,iu)*Ue(iu);
    Un(iu) = U(iu)-Ue(iu);
    Rn = R - Re;
    U = Un;
    R = Rn;
    for g = 1 : size(XSTAFFE,2)
        fplot(1,j) = F;
        USx(g,j) = U(XSTAFFE(g)*2-1);
        USy(g,j) = U(XSTAFFE(g)*2);
        Rx(g,j) = -R(g*2-1);
        Ry(g,j) = -R(g*2);
    end
    end
    Usom(j,:) = U((nnox(1,2)*2)+1,1);
    F0 = F;
end

```

Fig. 3.55 – Struttura fase di scarico

Sempre in Fig. 3.54 si può notare come sia stata inserita anche un'altra nuova funzione, chiamata “*Inverti*”, la quale è necessaria per invertire le caratteristiche meccaniche delle staffe all'inversione della direzione dell'analisi. Infatti invertendo la direzione s'invertono anche i comportamenti e le capacità delle staffe, se non venissero modificate le caratteristiche ci si troverebbe con staffe che dovrebbero reagire in una determinata maniera, ma che hanno le caratteristiche opposte perché nella fase precedente lavoravano nella maniera contraria.

Per quanto riguarda la matrice controllo “*Ci*”, essa contiene gli spostamenti ricavati dalla UNI 12512 [17] e sono riportati nella Fig. 3.56. Come si può notare dalla figura, per ogni spostamento sono realizzati 3 cicli prima di passare allo spostamento successivo.

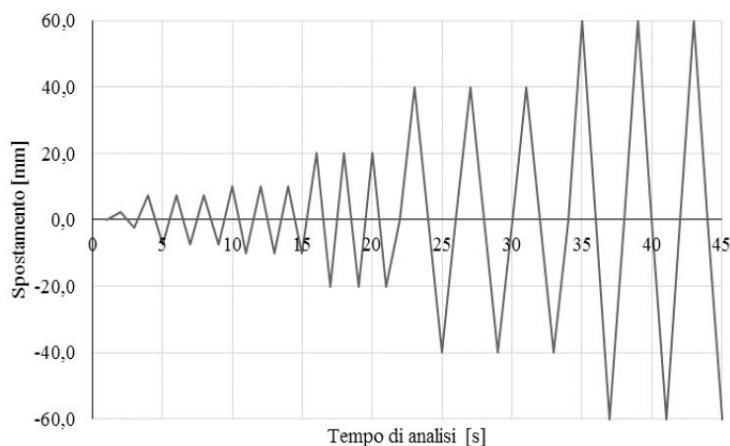


Fig. 3.56 – Andamento degli spostamenti nel tempo per l'analisi ciclica

3.4.7 Confronto dei risultati derivanti dall'analisi Ciclica

Come sempre fatto finora, si sono andati a confrontare i risultati i ottenuti con questo modello in MatLab con quelli derivanti da Ansys, in modo tale da verificarne la correttezza e l'affidabilità del modello.

Wall A – Analisi Ciclica

Andando ad analizzare i risultati del taglio in sommità (Fig. 3.57), ci si accorge come per gran parte della prova Ciclica i dati coincidano (sempre tenendo conto che è un modello approssimato). L'unico grosso scostamento avviene nella parte terminale delle fasi di scarico dell'ultimo ciclo.

Per quanto riguarda le due staffe (Fig. 3.58 e Fig. 3.59), si nota come i cicli isteretici per il taglio siano antisimmetrici. Ovviamente non poteva essere altrimenti trattandosi di una prova ciclica in cui si alternano carichi positivi e negativi, per cui ad esempio il comportamento positivo della staffa sinistra corrisponde a quello negativo della staffa destra. Trattandosi di un modello approssimato, alcune curvature compiute dal modello in Ansys non sono implementabili, ciò comporta delle differenze tra i due modelli. Questo accade ad esempio nelle fasi di scarico dove il modello dettagliato realizzerebbe delle curve con riduzione di capacità di carico delle staffe con successiva ripresa della stessa.

Il comportamento a trazione invece è in sostanza coincidente per le due staffe, in quanto entrambe reagiscono alla stesse maniera durante la prova. Non si hanno grosse differenze tra i modelli, o meglio quelle che ci sono rientrano nelle necessarie approssimazioni di modellazione.

Infine per quanto riguarda l'energia dissipata (Fig. 3.60) si nota come per gran parte dell'analisi l'energia dissipata sia pressoché coincidente. Si hanno delle differenze nel tratto finale, relativo agli ultimi cicli, dove la curva dell'energia totale tende ad aprirsi ed a distanziarsi; questo risulta coerente con quanto indicato in precedenza per il taglio in sommità e cioè che per l'ultimo ciclo si ha un leggero scostamento tra i modelli.

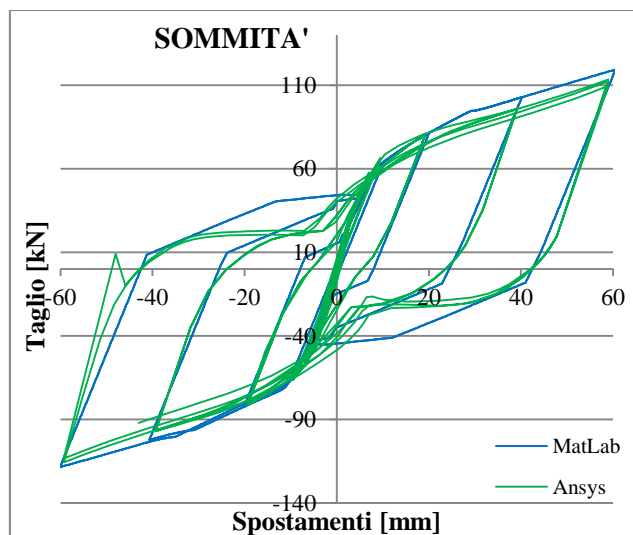


Fig. 3.57 – Ciclo isteretico del taglio in sommità

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

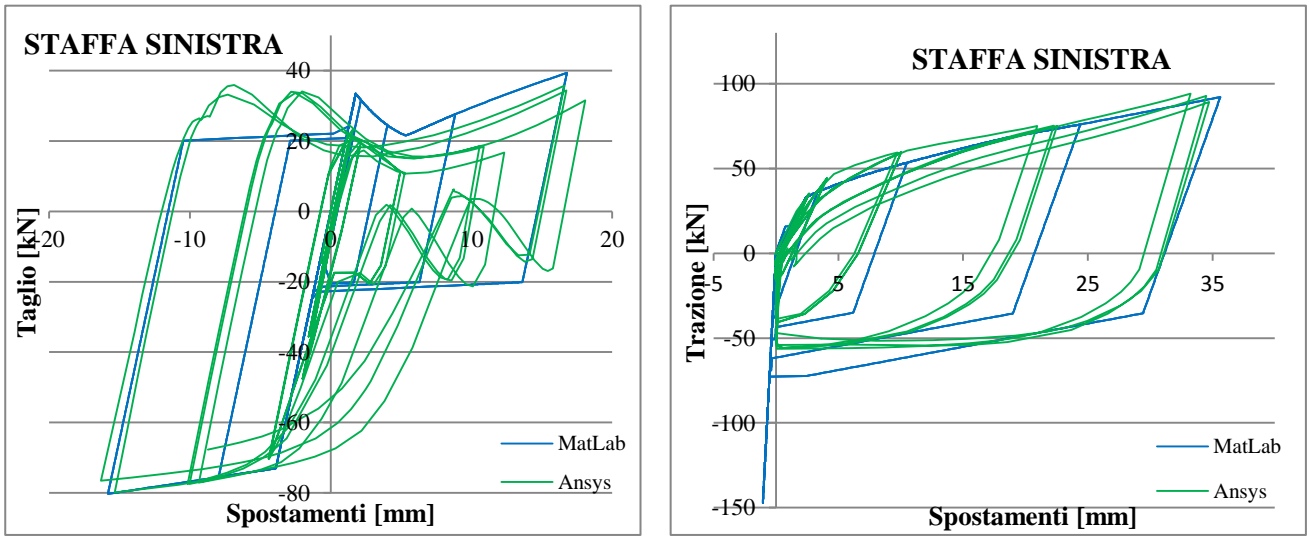


Fig. 3.58 – Curve F- δ per il taglio nelle staffe

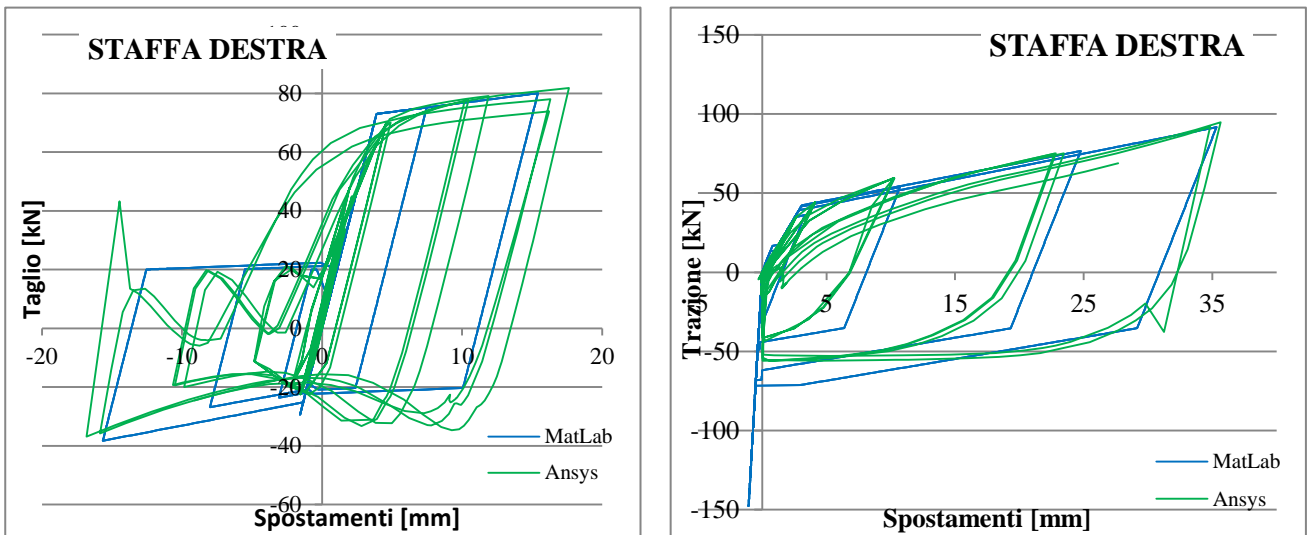


Fig. 3.59 – Cicli isteresi per la staffa destra

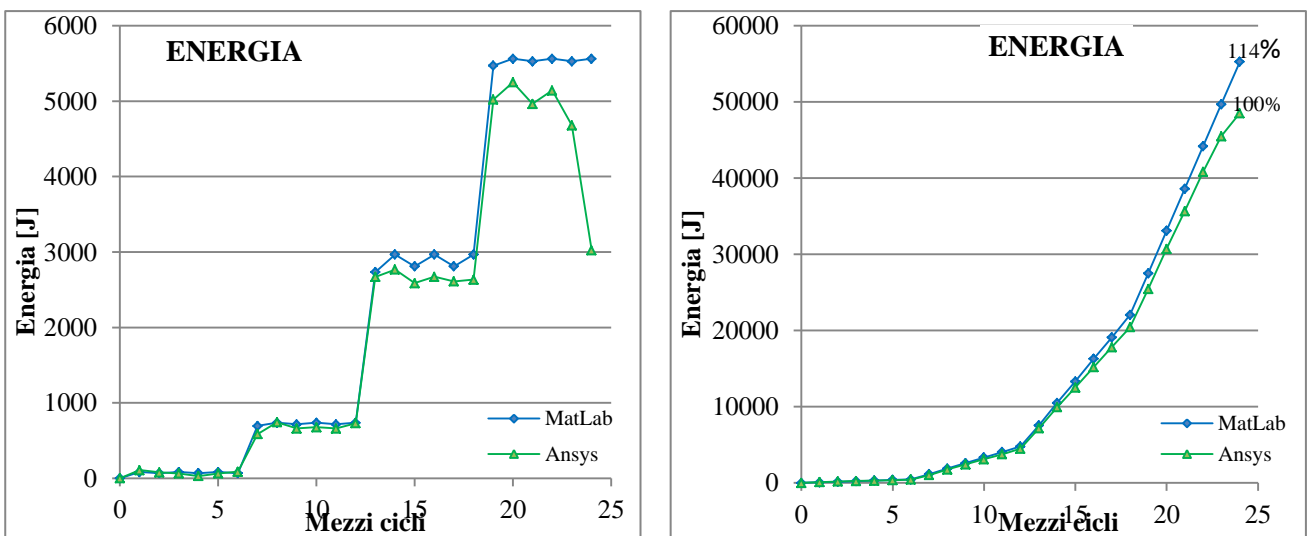


Fig. 3.60 – Differenza di energia dissipata nei vari cicli (a) ed energia dissipata totale (b)

Wall B – Analisi Ciclica

Dalla curva relativa al taglio in sommità (Fig. 3.61), ci si accorge di un leggero scostamento rispetto a quello “esatto” che non era così evidente in precedenza. Nonostante questo, il comportamento nel complesso è abbastanza corrispondente; eccezione fatta per la fase di scarico, dove, come per la parete precedente, il comportamento reale è più rettilineo e meno curvo.

Per quanto riguarda le staffe poste agli estremi (Fig. 3.62 e Fig. 3.63), quella sinistra e quella destra, non ci sono grosse variazioni rispetto al caso precedente, tranne che per l’andamento della fase di carico che sembra assecondare un po’ meno quello corretto. La staffa centrale invece ha una minor corrispondenza rispetto a quelle appena visualizzate (Fig. 3.64); infatti, mentre per il taglio si ha un buon andamento anche se con valori sono leggermente sottostimati, per quanto riguarda il comportamento assiale si ha una minor corrispondenza, sia per il valore dello spostamento e sia per quello della forza.

Infine per quanto riguarda l’energia (Fig. 3.65) si hanno all’incirca le stesse considerazioni, una buona corrispondenza nelle prime fasi e un lieve, seppur maggiore rispetto alla Wall A, scostamento finale. Anche questa volta però è spiegabile con lo scostamento che si ha nel ciclo isteretico per il taglio in sommità (Fig. 3.61)

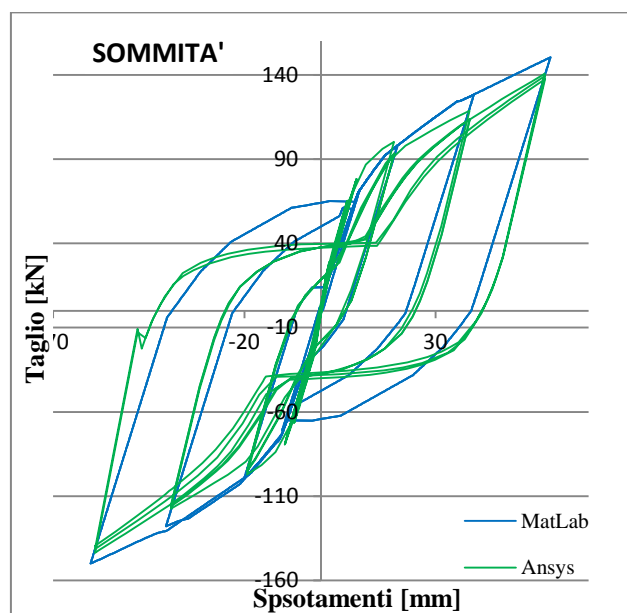


Fig. 3.61 – Ciclo isteretico del taglio in sommità

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

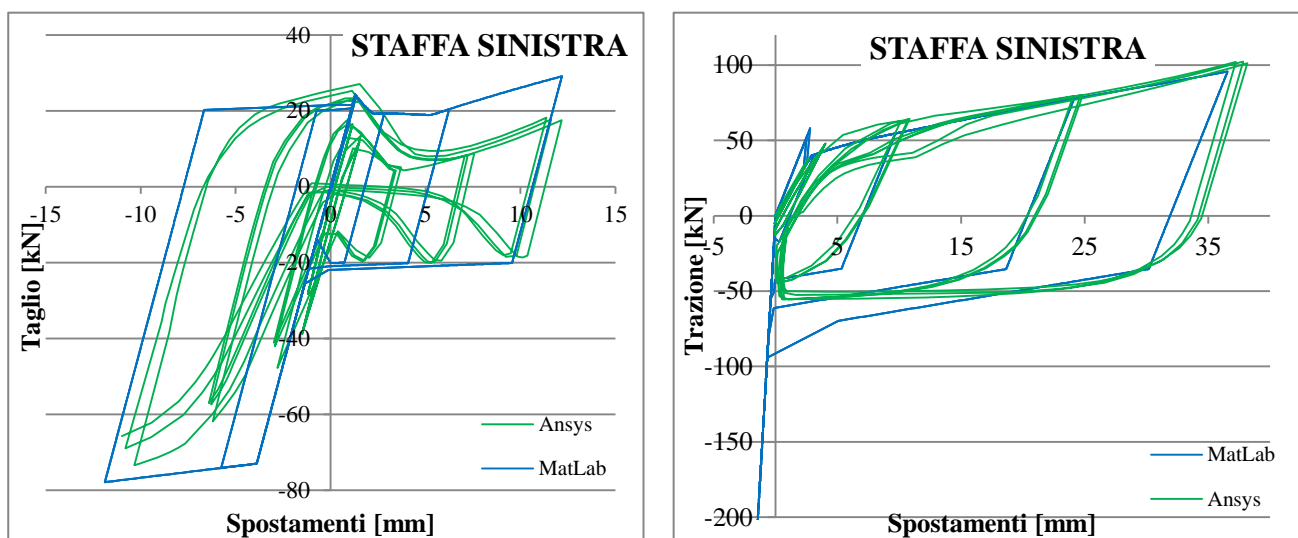


Fig. 3.62 – Cicli isteretici per la staffa sinistra

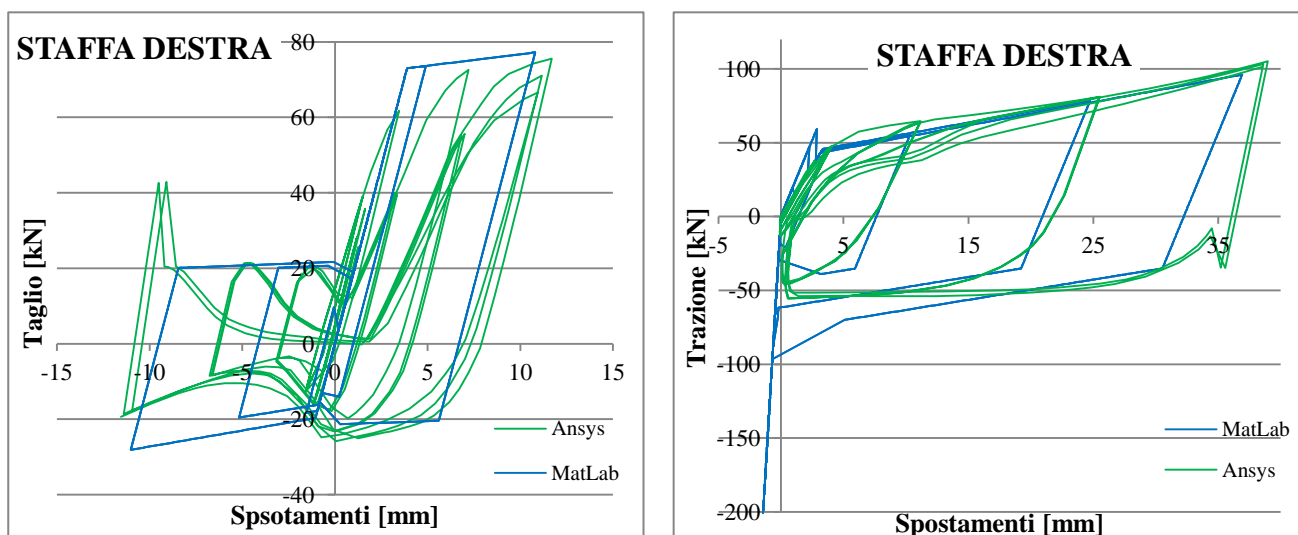


Fig. 3.63 – Cicli isteretici per la staffa destra

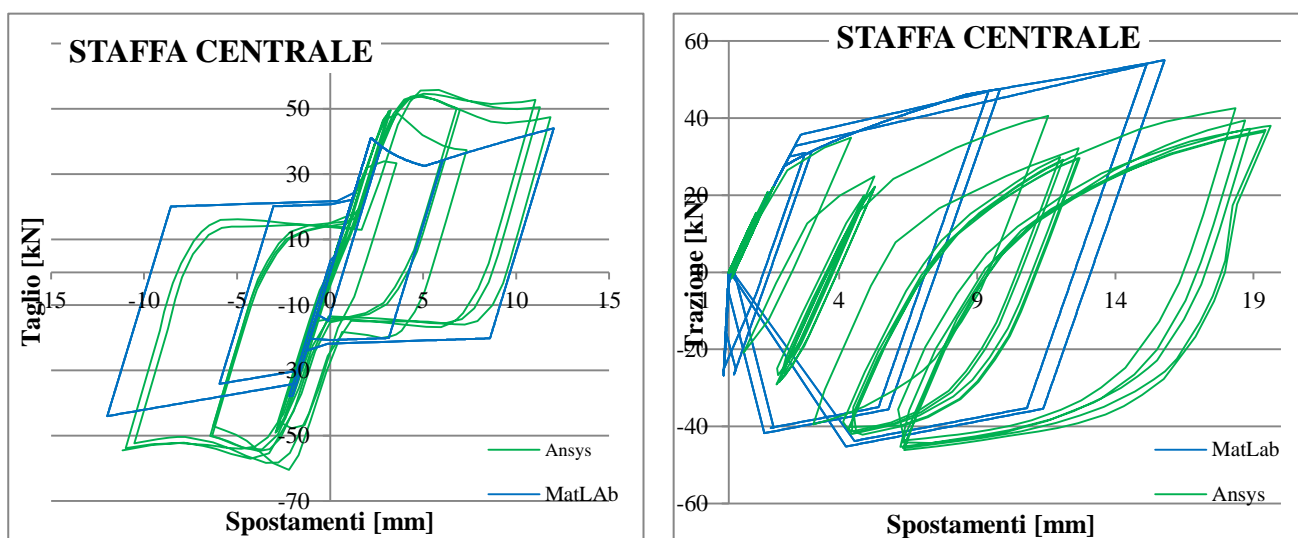


Fig. 3.64 – Cicli isteretici per la staffa centrale

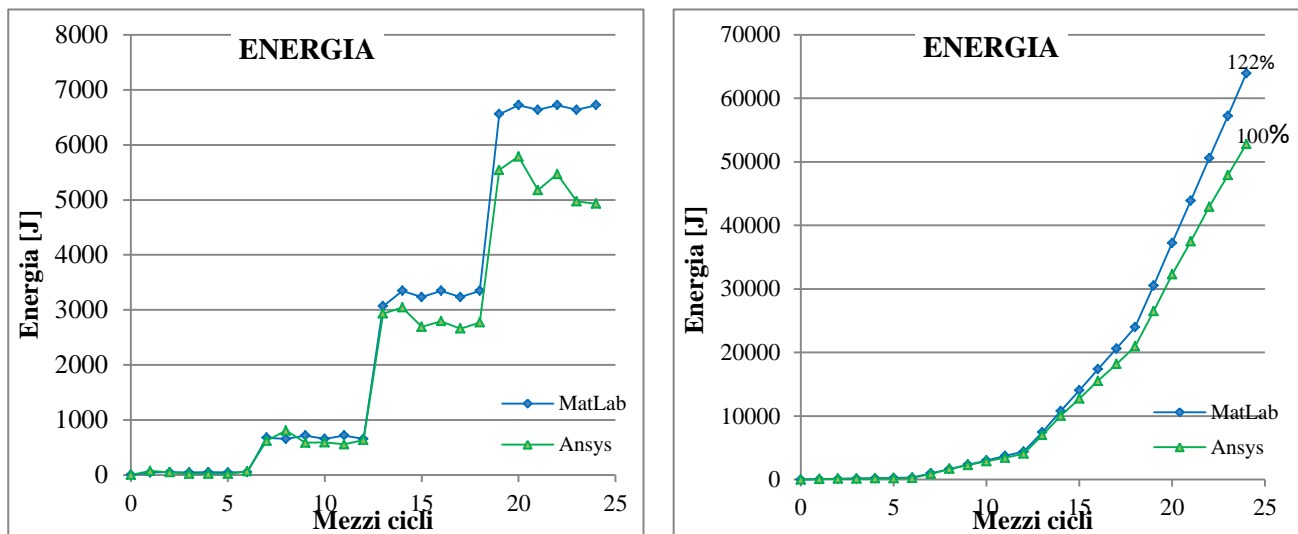


Fig. 3.65 – Differenza di energia dissipata nei vari cicli ed energia dissipata totale

Wall C – Analisi Ciclica

Infine per la Wall C si ha qualche maggior differenza, a partire dal taglio in sommità (Fig. 3.66). Infatti questa volta avviene il contrario di quanto accaduto per le pareti precedenti, cioè che il modello in MatLab è più rettilineo e meno curvo rispetto a quello derivante da Ansys. In compenso però l'andamento generale è abbastanza coincidente.

Per le staffe poste agli estremi (Fig. 3.67 e Fig. 3.68), si ha come sempre l'antisimmetria nel comportamento a taglio, ma questa volta gli spostamenti sono sovrastimati e comportano uno scostamento tra il modello in MatLab e quello in Ansys. Tutto ciò si riflette anche sugli sforzi a cui giungono le staffe, che sono diversi. Per il comportamento a trazione invece si ha che il modello in MatLab sottostima gli spostamenti, raggiungendo però i medesimi valori di sforzo.

Discorso abbastanza simile per la staffa centrale (Fig. 3.69), sia rispetto a quanto detto per le precedenti due staffe e sia per quanto detto per la Wall B. A taglio si ha un comportamento che tutto sommato, a parte qualche differenza negli spostamenti, può essere considerato simile. Invece il comportamento a trazione è particolarmente differente, sia in riferimento allo sforzo e sia per gli spostamenti, rispettivamente maggiori e minori rispetto a quelli di Ansys.

Tutto ciò non incide in maniera negativa sull'energie, anzi tra le tre pareti studiate questa è quella che presenta meno differenze (Fig. 3.70). Anche in questa parete, le differenze maggiori avvengono nella fase finale dell'analisi Ciclica, a conferma che il problema risulta essere quella differenza tra i due modelli nella fase di scarico.

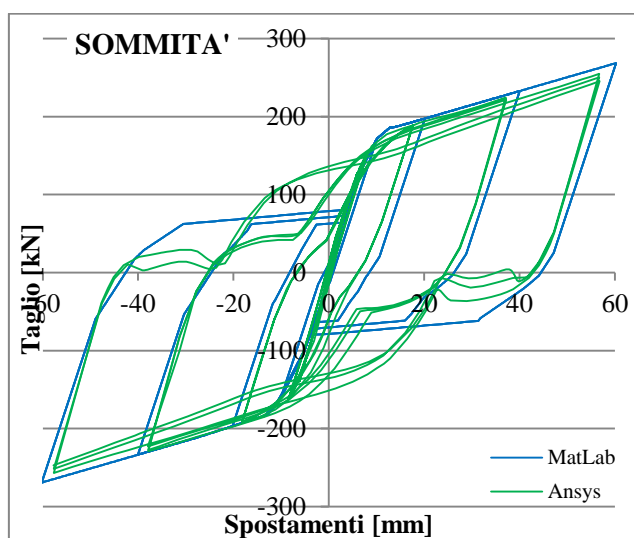


Fig. 3.66 – Ciclo isteretico del taglio in sommità

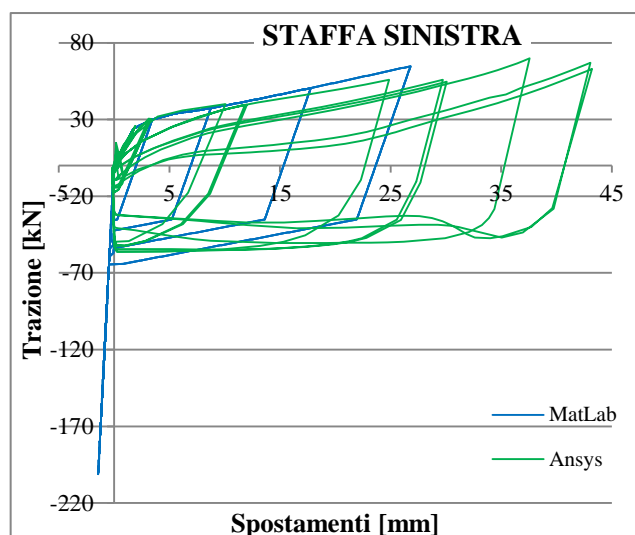
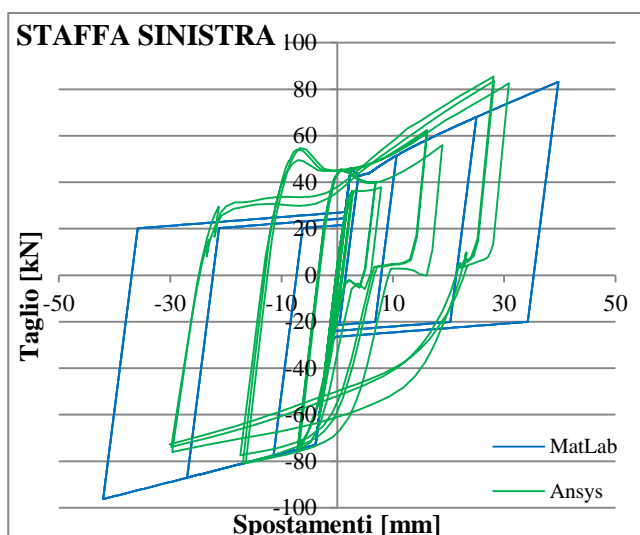


Fig. 3.67 – Cicli isteretici per la staffa sinistra

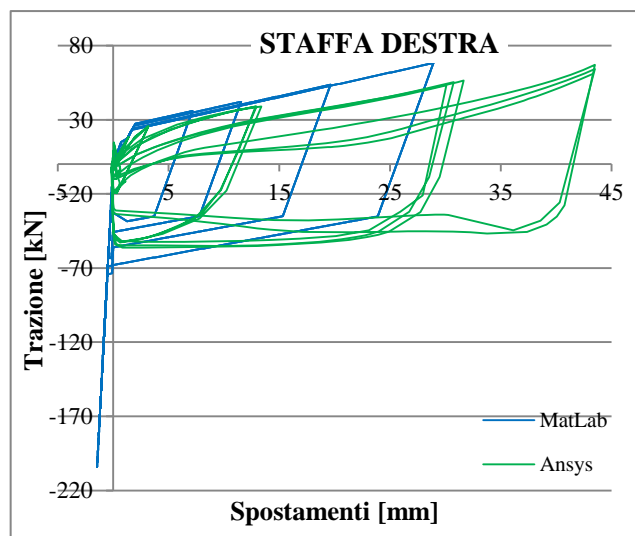
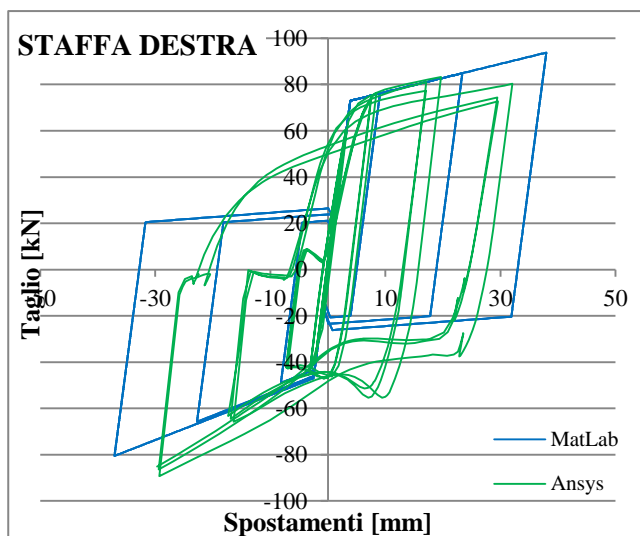


Fig. 3.68 – Cicli isteretici per la staffa destra

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

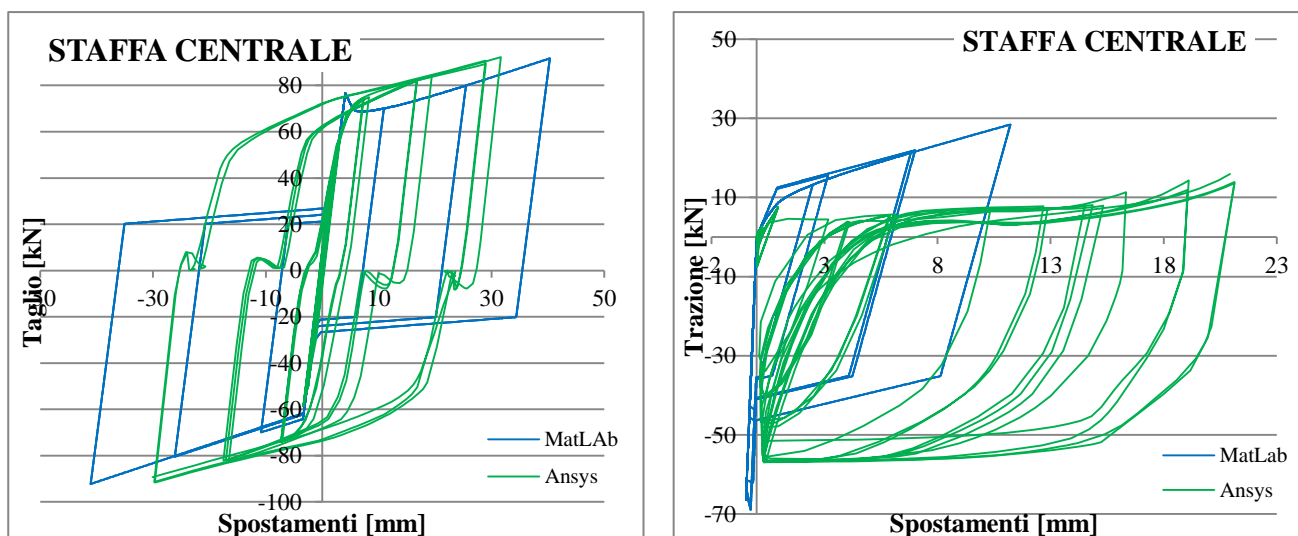


Fig. 3.69 – Cicli isteretici per la staffa centrale

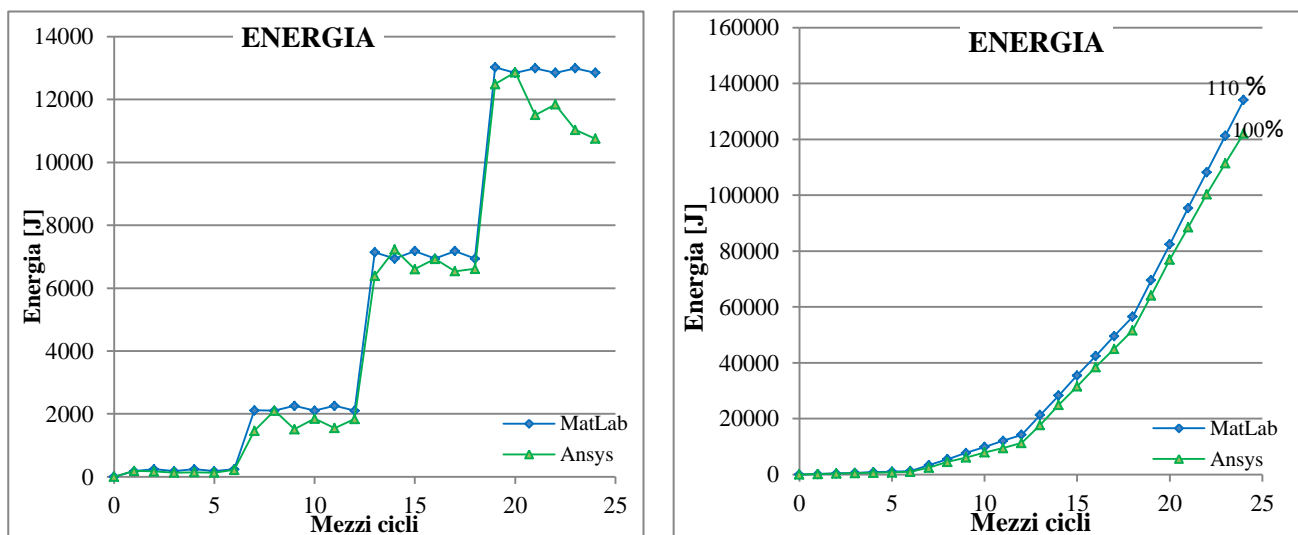


Fig. 3.70 – Differenza di energia dissipata nei vari cicli ed energia dissipata totale

CONCLUSIONI

Da quest'ultimi dati è possibile affermare come, nonostante alcune imprecisioni e approssimazioni di alcuni aspetti, il modello creato mediante MatLab conduca a risultati accettabili e precisi. È possibile quindi utilizzarlo al posto del Ansys, senza perdere un'eccessiva accuratezza dei risultati ma velocizzando la modellazione e il processo di soluzione. Esso si pone come giusto compromesso tra l'eccessiva onerosità computazionale di Ansys e l'eccessiva approssimazione dei risultati di OpenSees.

3.5 Ricapitolazione risultati dell'elaborato

In quest'ultimo paragrafo verranno riassunti i principali risultati ottenuti nell'elaborato, verranno indicati le principali caratteristiche meccaniche delle staffe utilizzate nei modelli (Tabella 3.1), una di confronto dei tempi di risoluzione in funzione del processore del computer (* realizzata con processore Intel Xeon E2-120 v5

** realizzata con processore Intel Core2 Duo CPU

Tabella 3.2) e una tabella di confronto tra le energie risultanti dai vari modelli (Tabella 3.3 e Fig. 3.71). Inoltre vengono riportati i risultati delle tre pareti per i diversi modelli, in modo da visualizzare le reali differenze (Fig. 3.72 - Fig. 3.73 - Fig. 3.74).

	Fy (kN)	δy (mm)	Fu (kN)	δu (mm)	E (MPa)
Taglio	39,40	4,20	49,56	46,72	9380
Trazione	28,80	4,20	55,46	45,00	6857

Tabella 3.1 – Caratteristiche staffa

	Ansys	MatLab (Pineca)*	MatLab(Pc personale)**
Wall A	75 min	≈ 5 minuti	≈ 23 minuti
Wall B	> 75 min	≈ 6 minuti	≈ 33 minuti
Wall C	> 75 min	≈ 8 minuti	≈ 41 minuti

* realizzata con processore Intel Xeon E2-120 v5

** realizzata con processore Intel Core2 Duo CPU

Tabella 3.2 – Tempi di soluzione delle analisi Cicliche

	Ansys	OpenSees	OpenSees modificata	MatLab
Wall A	48512	84191	67568	55266
Wall B	52813	88721	88645	63933
Wall C	122113	265450	151489	134092

Tabella 3.3 – Energia totale dissipate per le singole pareti nei vari modelli

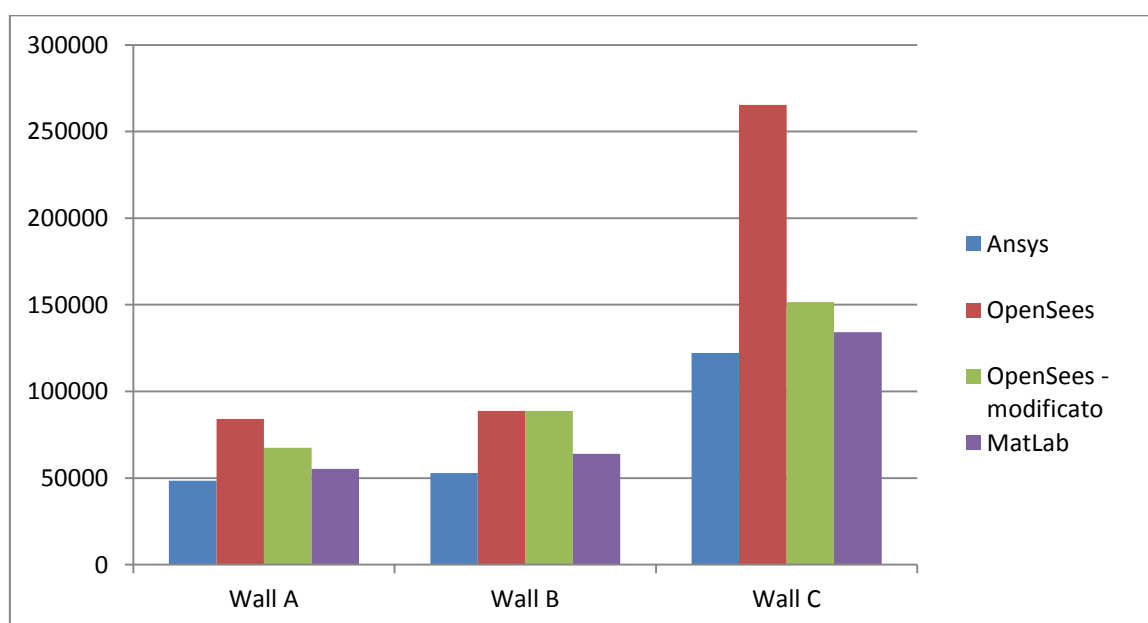
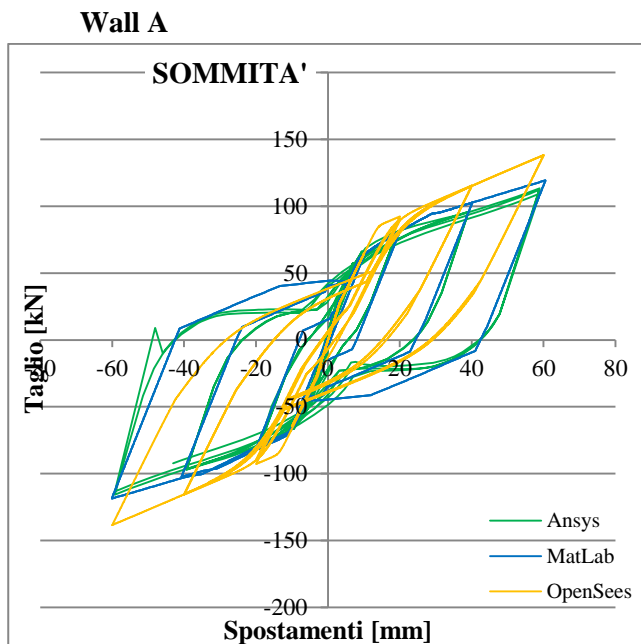
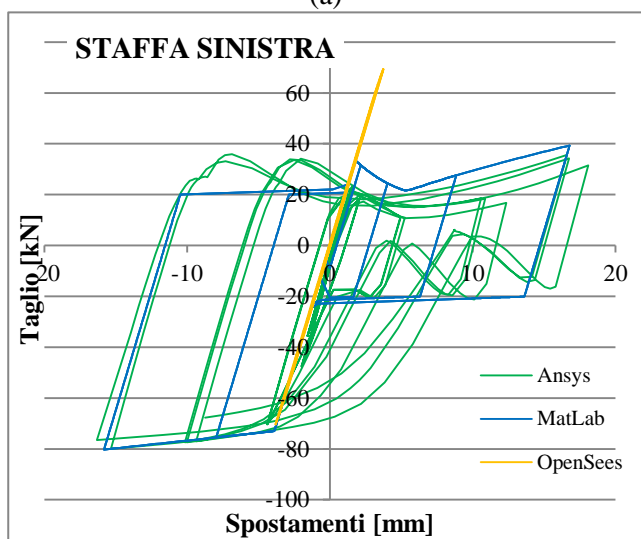


Fig. 3.71 – Energie dissipate dai vari modelli



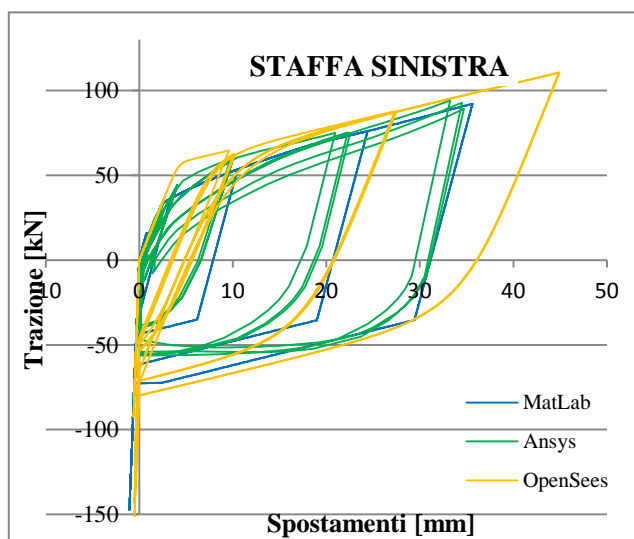
(a)



(b)

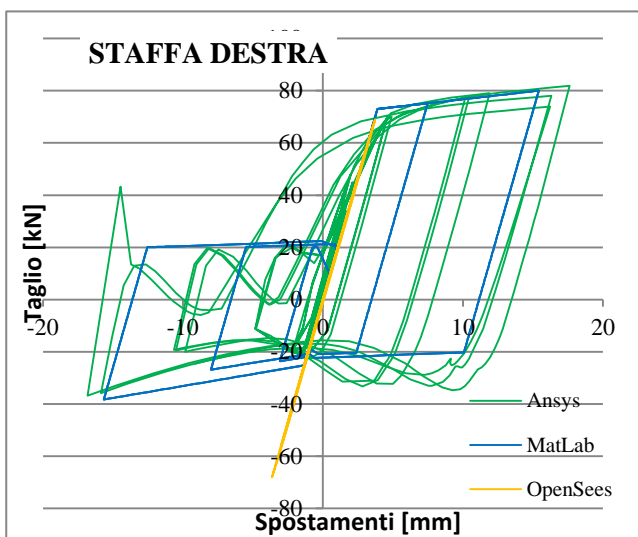
Fig. 3.72 – Confronto risultati Wall A

- (a) Ciclo isteretico in sommità
- (b) Ciclo isteretico del taglio nella staffa sinistra
- (c) Ciclo isteretico della trazione nella staffa sinistra
- (d) Ciclo isteretico del taglio nella staffa destra
- (e) Ciclo isteretico della trazione nella staffa destra
- (f) Differenza di energia nei vari cicli
- (g) Energia dissipata totale

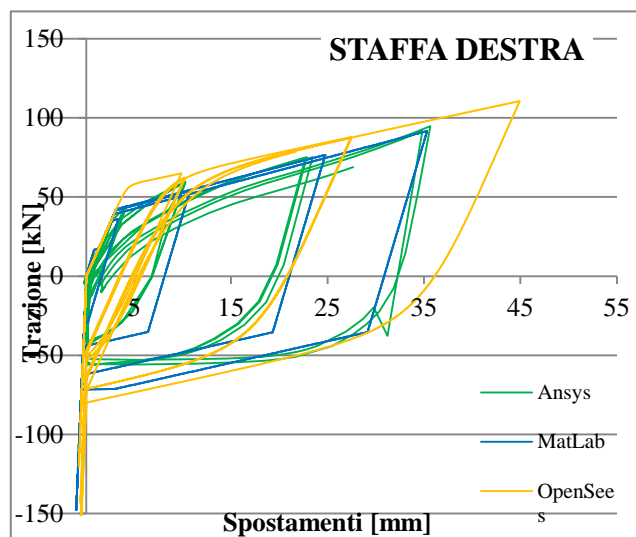


(c)

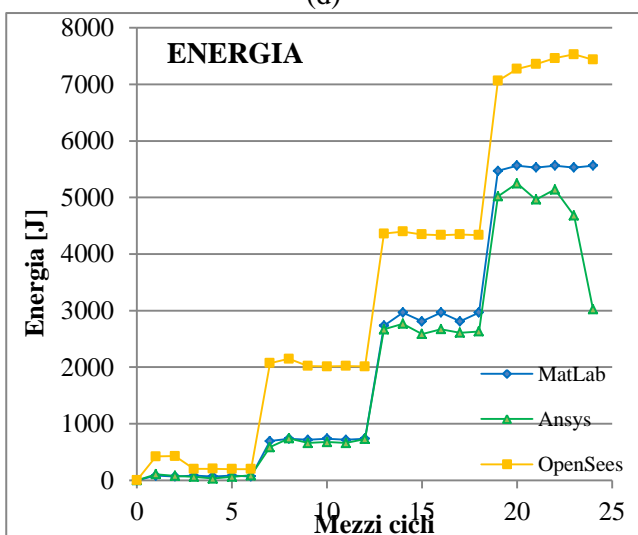
Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



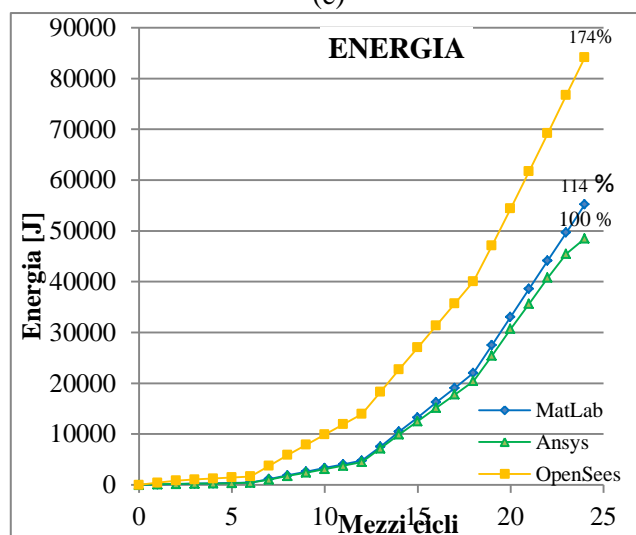
(d)



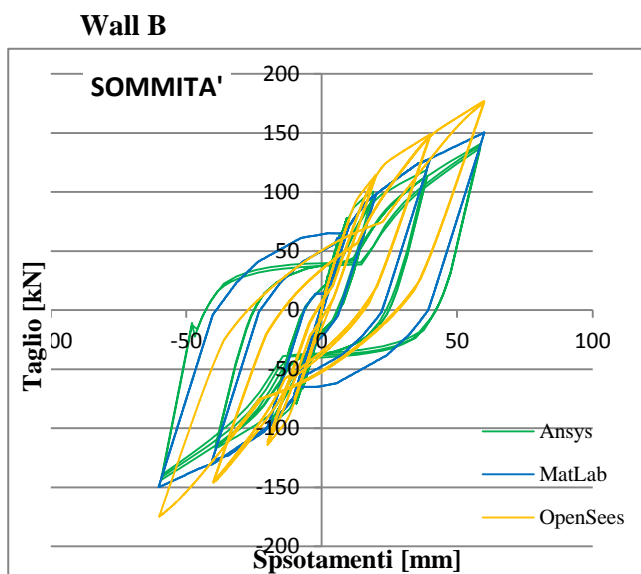
(e)



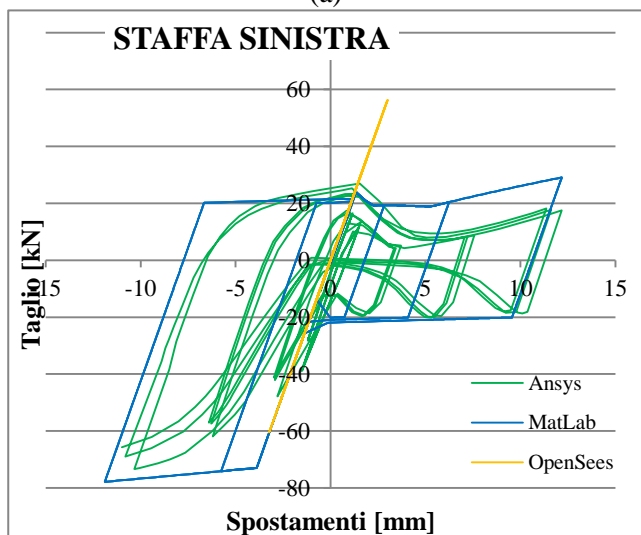
(f)



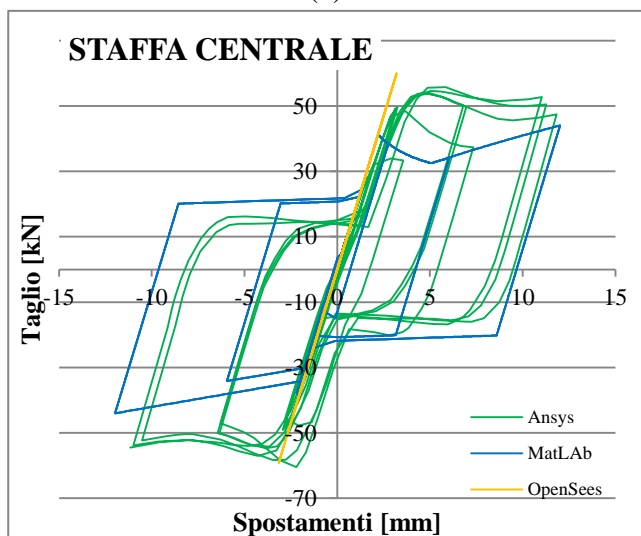
(g)



(a)



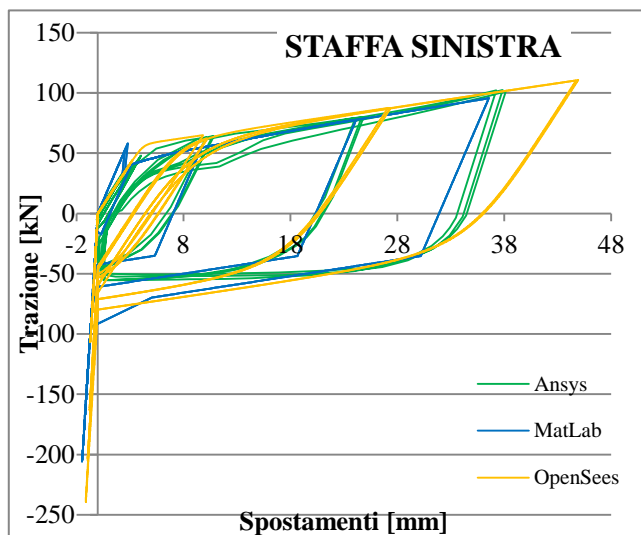
(b)



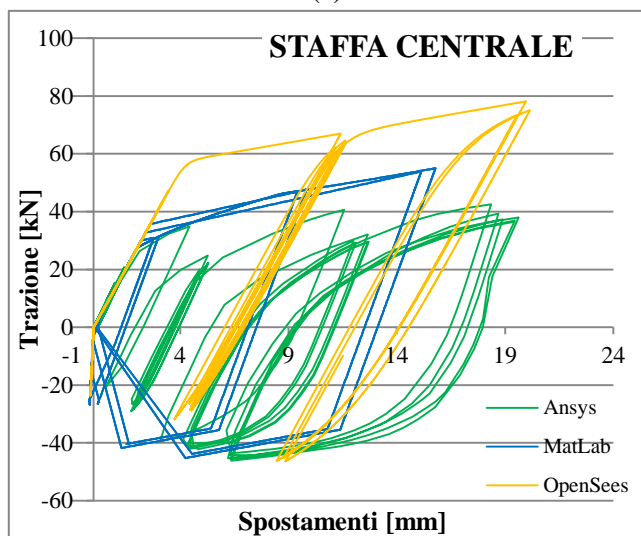
(d)

Fig. 3.73 – Confronto risultati Wall B

- (a) Ciclo isteretico in sommità
- (b) Ciclo isteretico del taglio nella staffa sinistra
- (c) Ciclo isteretico della trazione nella staffa sinistra
- (d) Ciclo isteretico del taglio nella staffa centrale
- (e) Ciclo isteretico della trazione nella staffa centrale
- (f) Ciclo isteretico del taglio nella staffa destra
- (g) Ciclo isteretico della trazione nella staffa destra
- (h) Differenza di energia nei vari cicli
- (i) Energia dissipata totale

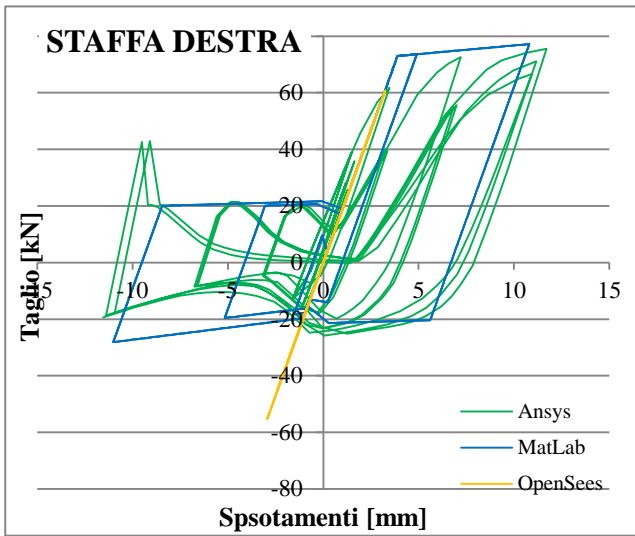


(c)

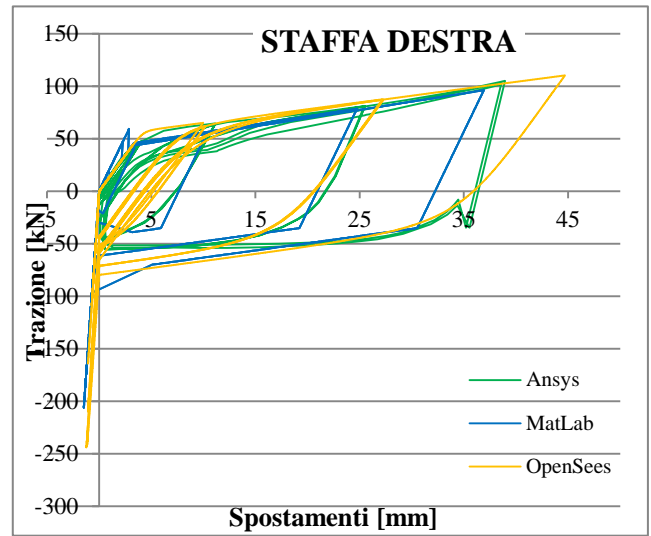


(e)

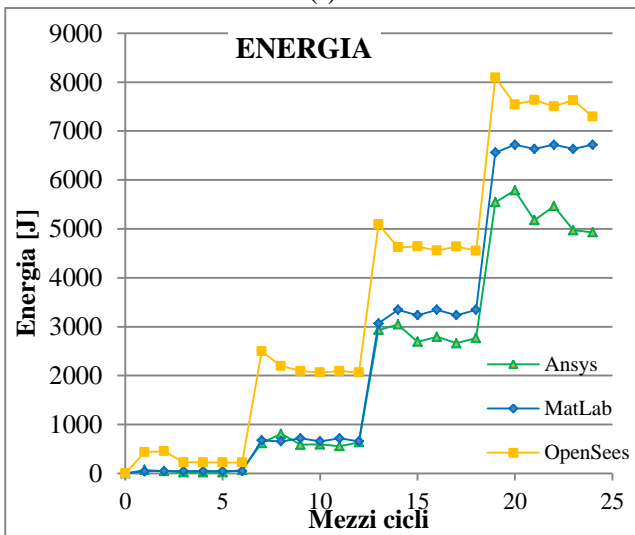
Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



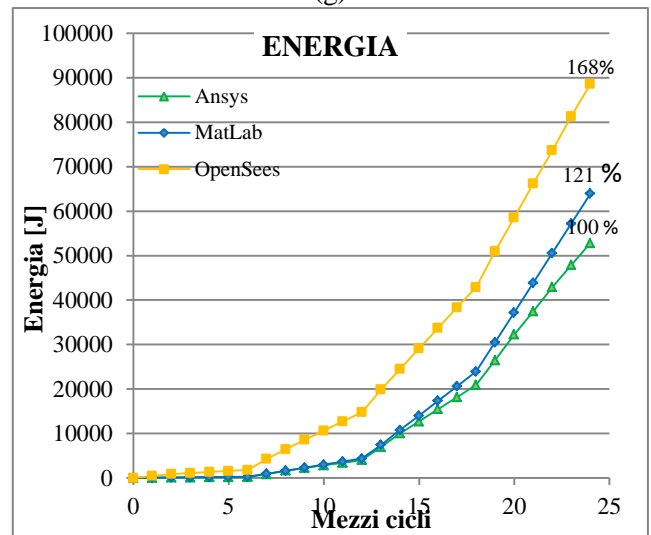
(f)



(g)

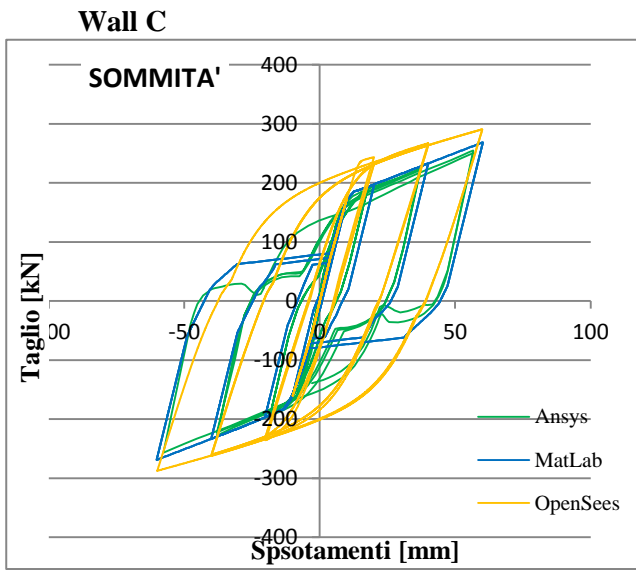


(h)

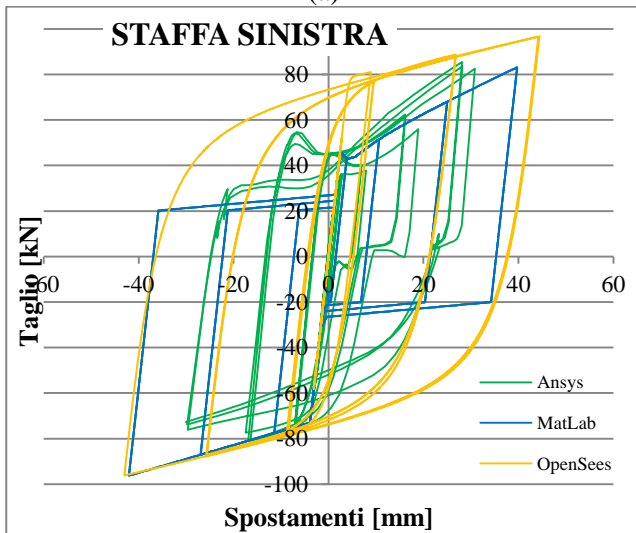


(i)

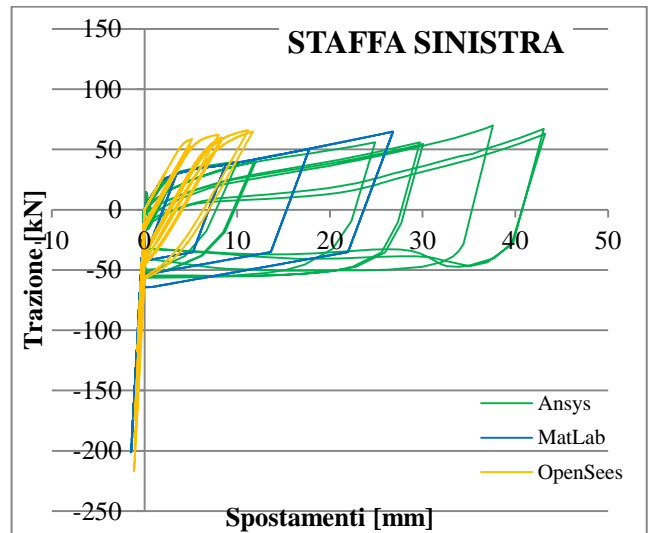
Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



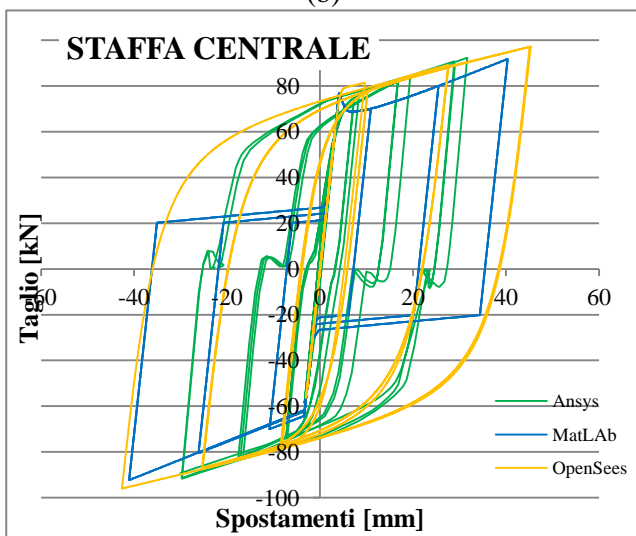
(a)



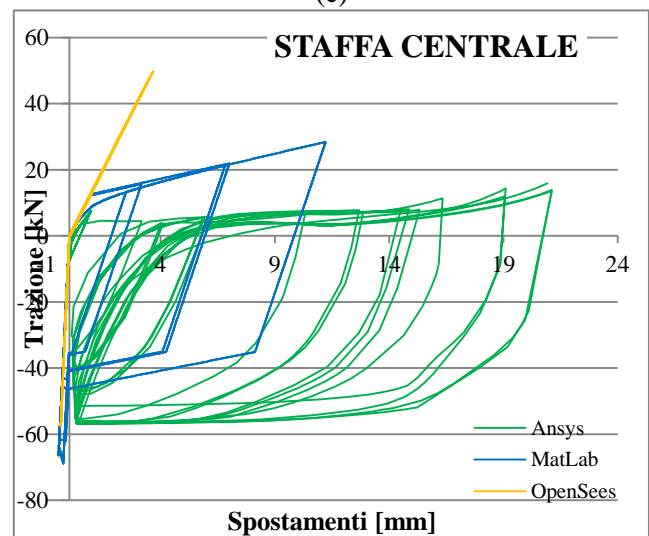
(b)



(c)



(d)

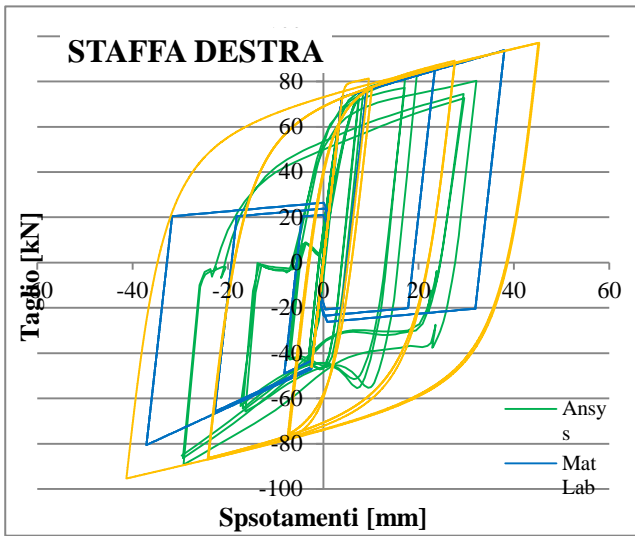


(e)

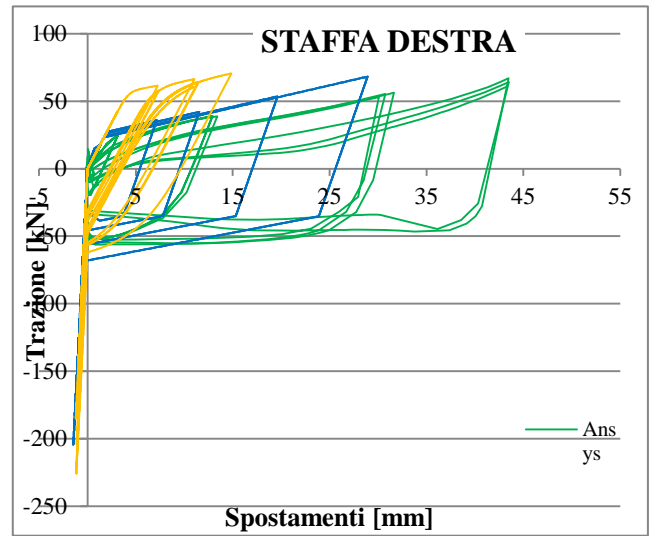
Fig. 3.74 – Confronto risultati Wall C

- (a) Ciclo isteretico in sommità
- (b) Ciclo isteretico del taglio nella staffa sinistra
- (c) Ciclo isteretico della trazione nella staffa sinistra
- (d) Ciclo isteretico del taglio nella staffa centrale
- (e) Ciclo isteretico della trazione nella staffa centrale
- (f) Ciclo isteretico del taglio nella staffa destra
- (g) Ciclo isteretico della trazione nella staffa destra
- (h) Differenza di energia nei vari cicli
- (i) Energia dissipata totale

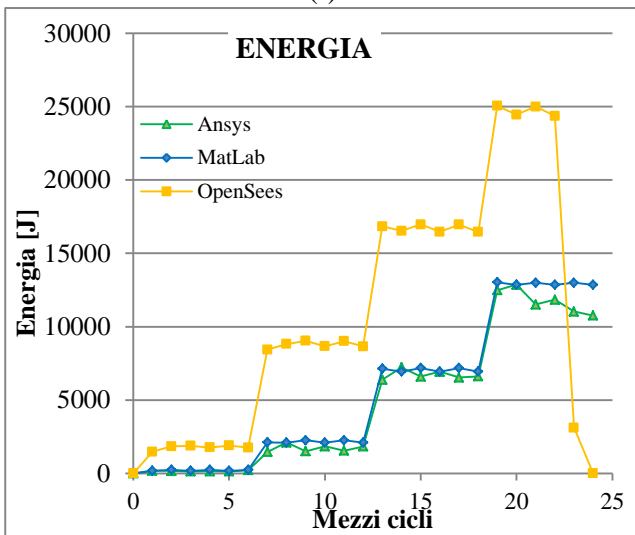
Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam



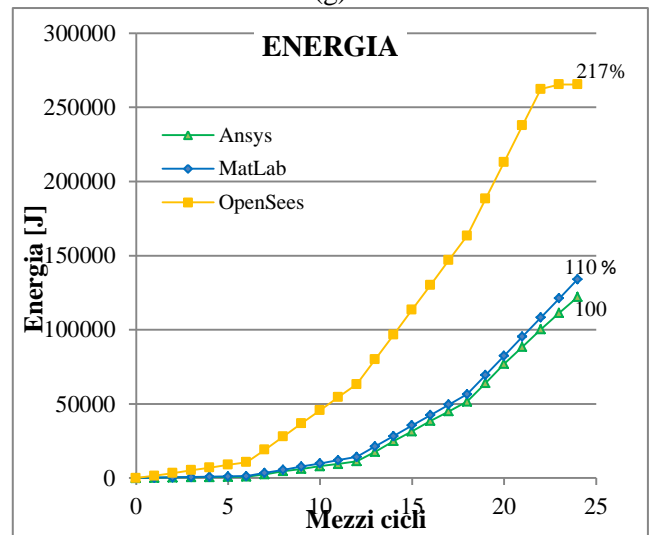
(f)



(g)



(h)



(i)

Capitolo 4

4. CONCLUSIONI

Infine in questo ultimo capitolo vengono tirate le somme di quanto svolto nei precedenti capitoli, riassumendo brevemente i risultati ottenuti solamente in forma discorsiva. In più si fa un breve accenno sugli sviluppi futuri e sui risultati finali a cui si vuole giungere.

Avendo trattato in maniera prolungata tutti i vari aspetti in precedenza, quello che segue è più che altro un breve riassunto che racchiude in sé tutto l'elaborato.

Un modello inelastico di una staffa dissipativa per edifici in X-lam

Il presente elaborato ha trattato, in maniera più o meno approfondita, i due maggiori aspetti che risultano essere emersi dalla fase iniziale di studio delle nuove staffe per edifici in X-lam.

Il primo, relativo ad una problematica molto importante nella progettazione di strutture in legno, è il problema della resistenza a rifollamento del materiale a causa degli elementi di connessione inseriti al suo interno. La staffa, necessitando di un elemento di infissione di notevoli dimensioni, andava a sollecitare notevolmente la parete sotto questo aspetto; è stato quindi necessario pensare, progettare e verificare un elemento d'interpolazione tra il legno della parete e la staffa, il quale impedisse il rifollamento precoce del legno. Si è quindi deciso di utilizzare una piastra metallica, forata in prossimità degli elementi di connessione della staffa e connessa al pannello mediante un numero preciso di chiodi. Tale numero deriva da un preciso calcolo di coefficienti tale per cui si determina una ben definita gerarchia delle resistenze. In più è stata predisposta anche l'alternativa piastra punzonata, questa è di più complessa realizzazione date le specifiche lavorazioni, per questo è stata pensata e progettata, ma tenuta da parte solo come ultima alternativa. Saranno a breve svolti dei test presso il laboratorio dell'Università di Padova, dai quali emergerà se la soluzione adottata abbia adempito al suo scopo e che quindi la fase di progettazione svolta è stata adeguata allo scopo.

Il secondo aspetto ha riguardato la ricerca di una valida alternativa al programma Ansys, usato in precedenza per la prima modellazione numerica. I risultati con esso ottenuti, sono molto accurati e precisi, ma per giungere ad essi viene richiesta una notevole mole di lavoro, inizialmente da parte dell'utente in fase di creazione della mesh e successivamente da parte del software per la risoluzione del sistema. In fase di progettazione tutto ciò non è concepibile, per questo si è dovuta cercare un'alternativa valida che conducesse a risultati accettabili.

Il problema principale da superare nell'uso di altri software è quello di riuscire ad implementare al loro interno il dominio delle staffe, che come si è visto non è quadrato, ma ha una forma particolare. Tale dominio dipende dall'interazione tra le componenti assiali e di taglio della staffa, quindi è necessario un programma in grado di verificare e aggiornare di volta in volta le caratteristiche della staffa, in funzione della posizione all'interno del dominio. Analizzando i risultati, è emerso come ciò non fosse possibile utilizzando il programma OpenSees, in quanto al momento non esiste una funzione al suo interno in grado di permettere quanto richiesto. Si è quindi passati ad un programma, MatLab, che concede molto libertà al programmatore, in quanto tutto ciò che viene eseguito dal software dev'essere implementato dall'utente. Quindi il lavoro svolto è stato quello di scrivere un codice, partendo praticamente da zero non avendo nessuna nozione di base del programma o codice da cui partire, che riuscisse a compiere prima un'analisi Pushover e poi un Ciclica per le tre tipologie di parete prese in esame. I risultati così ottenuti, e confrontati con quelli precisi di Ansys, hanno dimostrato la validità del codice implementato, nonostante la presenza di alcune imprecisioni. Per questi motivi è possibile affermare che MatLab rappresenta un'alternativa valida all'uso di Ansys nello studio di strutture che adattano le X-brackets come elementi di connessione, consapevoli anche dei margini di miglioramento che si hanno nello sviluppo del codice in MatLab.

Lo scopo finale è quello di giungere ad un codice di calcolo completo per edifici in X-lam con connessioni X-brackets, che sfrutti come base quanto finora implementato in questo elaborato, eventualmente migliorandolo. In modo tale da poter essere usato nella progettazione di strutture in legno con connessioni dissipative.

Indice delle figure

Fig. 1.1 – Esempi di edifici in legno [1].....	2
Fig. 1.2 – Idea per la nascita del CLT [2].....	3
Fig. 1.3 – Produzione pannelli X-lam [3].....	4
Fig. 1.4 – Elementi connessione [5][6].....	4
Fig. 1.5 – Collegamenti pannelli verticali-orizzontali [7]	5
Fig. 1.6 – Collegamenti pannelli verticali [7].....	6
Fig. 1.7 – Collegamento pannelli orizzontali [7].....	7
Fig. 1.8 – Sfruttamento tronco per la produzione di legno lamellare [2]	8
Fig. 1.9 – Direzioni principali [4].....	9
Fig. 1.10 – Tipologia di mezzi di connessione: viti (a), chiodi (b) e tirafondi (c) [11]	11
Fig. 1.11 – Sollecitazioni agenti su una parete [12]	12
Fig. 1.12 – Effetto rocking (a) e sliding (b) [13]	12
Fig. 1.13 – Telaio riproduzione azione sismica [13]	13
Fig. 1.14 – Disposizione delle staffe [16].....	15
Fig. 1.15 – Geometria della staffa [16].....	16
Fig. 1.16 – Dettagli caratteristiche braccio della staffa [11].....	16
Fig. 1.17 – Ottimizzazione del materiale [16]	17
Fig. 1.18 – Macchinario test sulle staffe [16].....	17
Fig. 1.19 – Test di laboratorio: (a) trazione, (b) taglio [16].....	18
Fig. 1.20 – Tensioni e deformazione secondo il modello numerico, per trazione (a) e per taglio (b) [16]	18
Fig. 1.21 – Comportamento ciclico sforzo-spostamento, per trazione (a) e per taglio (b) [16]	19
Fig. 1.22 – Confronto deformata per instabilità a taglio dell'anima [16].....	19
Fig. 1.23 – Confronto curva tensione-deformazione sperimentale e numerica [16]	20
Fig. 1.24 – Diagramma forza-spostamento [11].....	21
Fig. 1.25 – Configurazioni pareti per la modellazione numerica [11].....	22
Fig. 1.26 – Curva taglio base-spostamento sommità Wall A [11].....	23
Fig. 1.27 – Curva taglio-spostamento Wall A [11]	23
Fig. 1.28 – Curva trazione-spostamento Wall A [11].....	23
Fig. 1.29 - Curva taglio base-spostamento sommità Wall A da Ciclica [11]	24
Fig. 1.30 - Curva taglio-spostamento Wall A da Ciclica [11]	24
Fig. 1.31 - Curva trazione-spostamento Wall A da Ciclica [11]	24
Fig. 1.32 – Curva taglio base-spostamento sommità Wall B [11].....	25
Fig. 1.33 – Curva taglio-spostamento Wall B [11].....	25
Fig. 1.34 – Curva trazione-spostamento Wall B [11].....	26
Fig. 1.35 - Curva taglio base-spostamento sommità Wall B da Ciclica [11]	26
Fig. 1.36 - Curva taglio-spostamento Wall B da Ciclica [11]	27
Fig. 1.37 - Curva trazione-spostamento Wall B da Ciclica [11].....	27
Fig. 1.38 – Curva taglio base-spostamento sommità Wall C [11].....	28
Fig. 1.39 – Curva taglio-spostamento Wall C [11].....	28
Fig. 1.40 – Curva trazione-spostamento Wall C[11].....	29
Fig. 1.41 - Curva taglio base-spostamento sommità Wall C da Ciclica [11]	29
Fig. 1.42 - Curva taglio-spostamento Wall C da P-O [11]	30
Fig. 1.43 - Curva trazione-spostamento Wall C da Ciclica [11].....	30
Fig. 1.44 – Risultati anali dinamica non lineare sulle tre pareti [11].....	31
Fig. 2.1 – Esempio di rifollamento	34

Fig. 2.2 – Estratto delle NTC08_Figura 4.2.3 [8].....	35
Fig. 2.3 – Estratto dell’Eurocodice5_Prospetto 8.2 [9]	36
Fig. 2.4 – Estratto dell’Eurocodice5_Figura 8.7 [9].....	36
Fig. 2.5 – Estratto dell’Eurocodice5_Figura 8.11 [9].....	38
Fig. 2.6 – Formule di Blass per la capacità di carico di una connessione legno-acciaio ad un piano di taglio [18]	41
Fig. 2.7 – Confronto ipotesi di sviluppo staffa: orizzontale (a) o verticale (b)	43
Fig. 2.8 – 1 ^a ipotesi per la piastra di tipologia I.....	44
Fig. 2.9 – 2 ^a ipotesi per la piastra di tipologia I.....	44
Fig. 2.10 – Disegno piastra tipologia II	46
Fig. 2.11 – Disegno piastra tipologia II	47
Fig. 2.12 – Disegno piastra tipo IV	50
Fig. 2.13 – Valori di sovrarresistenza degli elementi	51
Fig. 3.1 – Dominio staffe in termini di sollecitazioni (a) e in termini di spostamenti (b) [11].....	54
Fig. 3.2 – Legami costitutivi delle staffe: a trazione (a) e a taglio (b) [11]	55
Fig. 3.3 – Collegamenti tra programmi	56
Fig. 3.4 – Tipologie di legami utilizzati. (a) uniaxialMaterial Elastic, (b) uniaxialMaterial Steel02 e (c) uniaxialMaterial ENT [20]	57
Fig. 3.5 – Schematizzazione in OpenSees delle Wall A (a), Wall B (b) e Wall C (c).....	58
Fig. 3.6 – Curva forza-spostamento per taglio in sommità.....	59
Fig. 3.7 – Curve forza-spostamento per taglio staffa sinistra (a) e staffa destra (b).....	60
Fig. 3.8 – Curva forza-spostamento per trazione nella staffa sinistra.....	60
Fig. 3.9 – Curva F- δ per il taglio in sommità	61
Fig. 3.10 – Curva F- δ a taglio per la staffa sinistra (a), la staffa centrale (b) e quella destra (c).....	62
Fig. 3.11 – Curve F- δ a trazione per la staffa sinistra (a) e la staffa centrale (b)	62
Fig. 3.12 – Curva F- δ per il taglio in sommità	63
Fig. 3.13 – Curve F- δ a taglio per la staffa sinistra (a), la staffa centrale (b) e quella destra (c).....	64
Fig. 3.14 – Curve F- δ a trazione per la staffa sinistra (a) e quella centrale (b)	64
Fig. 3.15 – Risultati analisi Ciclica Wall A	65
Fig. 3.16 – Energia dissipata Wall A: (a) differenza energia e (b) energia totale	66
Fig. 3.17 – Risultati analisi Ciclica Wall B	67
Fig. 3.18 – Energia dissipata Wall B: (a) differenza energia e (b) energia totale.....	68
Fig. 3.19 – Risultati analisi Ciclica Wall C	69
Fig. 3.20 – Energia dissipata Wall C: (a) differenza energia e (b) energia totale.....	70
Fig. 3.21 – Esempio su come funziona la variante al modello.....	71
Fig. 3.22 – Funzione “ <i>uniaxialMaterial ElasticPPGap</i> ” [20].....	72
Fig. 3.23 – Risultati analisi Ciclica Wall A	72
Fig. 3.24 – Risultati analisi Ciclica Wall B	74
Fig. 3.25 – Risultati analisi Ciclica Wall C	76
Fig. 3.26 – Processo del modello.....	78
Fig. 3.27 – Schematizzazione in MatLab delle Wall A (a), Wall B (b) e Wall C (c).....	79
Fig. 3.28 – Flussogramma di risoluzione del sistema.....	80
Fig. 3.29 – Codice di calcolo.....	80
Fig. 3.30 – Validazione modello per Wall A.....	81
Fig. 3.31 – Validazione modello per Wall B	82
Fig. 3.32 – Validazione modello per Wall C.....	83
Fig. 3.33 – Struttura centrale del programma	85
Fig. 3.34 – Flussogramma della funzione “Verifica”	87

Fig. 3.35 – Esempio determinazione coefficienti correttivi	87
Fig. 3.36 – Testo della funzione “ <i>Verifica</i> ”	88
Fig. 3.37 – Confronto Wall A tra i due modelli.....	89
Fig. 3.38 – Confronto Wall B tra i due modelli.....	90
Fig. 3.39 – Confronto Wall C tra i due modelli.....	91
Fig. 3.40 – Curva F- δ per il taglio in sommità	92
Fig. 3.41 – Curve F- δ della staffa sinistra	93
Fig. 3.42 – Curva F- δ per il taglio nella staffa sinistra	93
Fig. 3.43 – Rappresentazione staffa sinistra all’interno del dominio	94
Fig. 3.44 - Curva F- δ a taglio in sommità.....	94
Fig. 3.45 – Curve F- δ per la staffa sinistra	95
Fig. 3.46 – Curve F- δ per la staffa centrale	96
Fig. 3.47 – Curva F- δ per il taglio nella staffa destra	96
Fig. 3.48 – Rappresentazione delle staffe all’interno del dominio	97
Fig. 3.49 – Curva F- δ per il taglio in sommità	97
Fig. 3.50 – Curve F- δ per la staffa sinistra	98
Fig. 3.51 – Curve F- δ per la staffa centrale	99
Fig. 3.52 – Curva F- δ per il taglio nella staffa destra	99
Fig. 3.53 – Rappresentazione delle staffe all’interno del dominio	100
Fig. 3.54 – Fasi dell’analisi Ciclica	101
Fig. 3.55 – Struttura fase di scarico	102
Fig. 3.56 – Andamento degli spostamenti nel tempo per l’analisi ciclica	102
Fig. 3.57 – Ciclo isteretico del taglio in sommità.....	103
Fig. 3.58 – Curve F- δ per il taglio nelle staffe.....	104
Fig. 3.59 – Cicli isteresi per la staffa destra	104
Fig. 3.60 – Differenza di energia dissipata nei vari cicli (a) ed energia dissipata totale.....	104
Fig. 3.61 – Ciclo isteretico del taglio in sommità.....	105
Fig. 3.62 – Cicli isteretici per la staffa sinistra.....	106
Fig. 3.63 – Cicli isteretici per la staffa destra.....	106
Fig. 3.64 – Cicli isteretici per la staffa centrale.....	106
Fig. 3.65 – Differenza di energia dissipata nei vari cicli ed energia dissipata totale.....	107
Fig. 3.66 – Ciclo isteretico del taglio in sommità.....	108
Fig. 3.67 – Cicli isteretici per la staffa sinistra.....	108
Fig. 3.68 – Cicli isteretici per la staffa destra.....	108
Fig. 3.69 – Cicli isteretici per la staffa centrale.....	109
Fig. 3.70 – Differenza di energia dissipata nei vari cicli ed energia dissipata totale.....	109
Fig. 3.71 – Energie dissipate dai vari modelli	110
Fig. 3.72 – Confronto risultati Wall A.....	111
Fig. 3.73 – Confronto risultati Wall B.....	113
Fig. 3.74 – Confronto risultati Wall C.....	115

Indice delle tabelle

Tabella 1.1 – Descrizione strumenti di misurazione	14
Tabella 1.2 – Riassunto delle principali dimensioni della staffa	15
Tabella 1.3 – Raggi di raccordo.....	16
Tabella 1.4 – Risultati test a trazione	20
Tabella 1.5 – Risultati test a taglio	20
Tabella 2.1 – Caratteristiche comuni nelle varie tipologie di piastra	41
Tabella 2.2 – Caratteristiche geometriche piastra tipo I.....	42
Tabella 2.3 – Caratteristiche geometriche piastra tipo II.....	45
Tabella 2.4 – Caratteristiche geometriche piastra tipo III	47
Tabella 2.5 – Sollecitazione piastra tipo IV.....	49
Tabella 2.6 – Caratteristiche piastra tipo V	49
Tabella 2.7 – Ricapitolazione risultati per la staffa di sostegno	51
Tabella 3.1 – Caratteristiche staffa	110
Tabella 3.2 – Tempi di soluzione delle analisi Cicliche.....	110
Tabella 3.3 – Energia totale dissipate per le singole pareti nei vari modelli	110

Bibliografia

- [1] <http://www.klhuk.com>
- [2] <https://www.tugraz.at/home/>
- [3] Scotta R., Pozza L., “*Cross Laminated Timber - general*”. Dispense del corso Precast and Timber Structures , 2013.
- [4] <http://www.progettoenergiazero.it/caratteristiche-del-legno>
- [5] <http://www.sistem.it/edifici-case-legno/sistema-costruzione/case-xlam.html>
- [6] <http://www.ondatek.it>
- [7] Tomasi R. “ *Connessioni e collegamenti: principali e applicazioni*”. Trento, 2009.
- [8] Ministero delle infrastrutture, “*Norme tecniche per le costruzioni*”. 2008.
- [9] CEN, “*EN 1995-1-1 - EUROCODICE5 - Progettazione delle strutture in legno*”. 2005.
- [10] Scotta R., Pozza L., Trutalli D., Ceccotti A. e Polastri A., “Analytical formulation based on extensive numerical simulations of behavior factor q for CLT buildings”. CIB, 2013
- [11] Moro D., “*Progettazione e validazione numerica di una connessione dissipativa per edifici in cross-lam*”. Tesi di laurea magistrale presso l’Università di Padova, aprile 2016.
- [12] Scotta R., Pozza L. e Trutalli D., “*CLT Structures – Example of design*”. Dispense del corso Precast and Timber Structures, 2015
- [13] Gavric I., Fragiaco M. e Ceccotti A., “*Cyclic behavior of CLT wall systems: experimental tests and analytical prediction models*”. ASCE, 2015.
- [14] Gavric I., Fragiaco M. e Ceccotti A., “*Cyclic behavior of typical screwed connections for cross-laminated structures*”. Springer, 2015.
- [15] Popovski M., Schneider J. e Schweinsteiger M., “*Lateral load resistance of cross-laminated wood panels*”. WCTE, 2010.
- [16] Scotta R., Marchi L., Trutalli D. e Pozza L., “*A dissipative connector for CLT buildings: concept, design and testing*”. Materials, 2016.
- [17] CEN, “*UNI EN 12512_Timber structures – Test methods – Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners*”. 2001.
- [18] Blass H., Schmid M., Litze H. e Wagner B., “*Nail plate reinforced joints with dowel-type fasteners*”.
- [19] Wikipedia, “*OpenSees*”. <https://en.wikipedia.org/wiki/OpenSees>
- [20] S. Mazzoni, F. McKenna, M.H. Scott e G.L. Fenves, “*OpenSees Command Language Manual*”. Giugno 2007.
- [21] M. Zecchetto, “*Una procedura numerica per il progetto di edifici in X-lam*”. Tesi di laurea magistrale presso l’Università di Padova, 2015.
- [22] Wikipedia, “*MATLAB*”. <https://it.m.wikipwdia.org/wiki/MATLAB>