



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA
FACOLTA' DI INGEGNERIA
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

TRUTALLI DAVIDE

Analisi della risposta sismica di edifici in legno

a parete massiccia del tipo XLam

- Parte Seconda -

Seismic response of multi-storey buildings

made with cross laminated timber panels

- Second Part -

Relatore: *Prof. ROBERTO SCOTTA*

Correlatore: *Ing. LUCA POZZA*

Controrelatore: *Prof. ARIO CECCOTTI – Direttore CNR-IVALSA*

ANNO ACCADEMICO 2011/2012

Introduzione

L'attuale sviluppo in campo ingegneristico strutturale si sta dirigendo verso un costruire sostenibile e al tempo stesso efficace contro gli eventi naturali quali, in particolare, gli eventi sismici. Dopo gli ultimi terremoti avvenuti in Abruzzo e in Emilia, l'interesse collettivo per il tema antisismico è nuovamente tornato ad essere prioritario e, nel caso del post-sisma in Abruzzo, si è reso necessario procedere alla ricostruzione in tempi brevi, offrendo alla popolazione case sicure e dotate di un elevato comfort abitativo.

Nel campo della ricerca antisismica sono stati sviluppati nuovi metodi di progettazione basati su una logica agli spostamenti e su una maggior attenzione alla duttilità e alla leggerezza, per resistere ad eventi sismici eccezionali con edifici che risultino comunque economicamente competitivi con l'industria delle costruzioni tradizionali. Nel campo architettonico invece lo studio si è focalizzato sulle prestazioni dell'edificio, in particolare nell'ambito energetico e sul processo produttivo, volto a minimizzare i consumi e ridurre i tempi di costruzione.

Tra le varie tipologie costruttive presenti in edilizia, l'edificio in legno è in grado di offrire ottime prestazioni sismiche e un elevato comfort abitativo e si sta attualmente diffondendo anche nei paesi dove sono sempre stati prevalenti altri sistemi. In questo settore sta prendendo piede, in particolare, il sistema XLam, nato da poco in Germania e diffuso successivamente nel resto del mondo. Costruito con pannelli prefabbricati di tavole massicce incollate a strati incrociati e connessi tra loro con elementi in acciaio, l'edificio multipiano in XLam consente di ottenere ottime prestazioni statiche e dinamiche, un buon comportamento al fuoco e garantisce tempi di costruzione rapidi.

Visto il suo recente sviluppo, tale tipologia non è ancora stata inserita nelle normative nazionali e internazionali e, in particolare, il valore del fattore di struttura indicato attualmente risulta essere troppo cautelativo, alla luce delle recenti ricerche effettuate.

L'Istituto per la Valorizzazione del Legno e delle Specie Arboree (CNR-IVALSA) di San Michele all'Adige (TN) ha svolto numerose prove sperimentali, monotone e cicliche su singoli pannelli, e prove sismiche su tavola vibrante di un edificio a 3 e a 7 piani in scala reale.

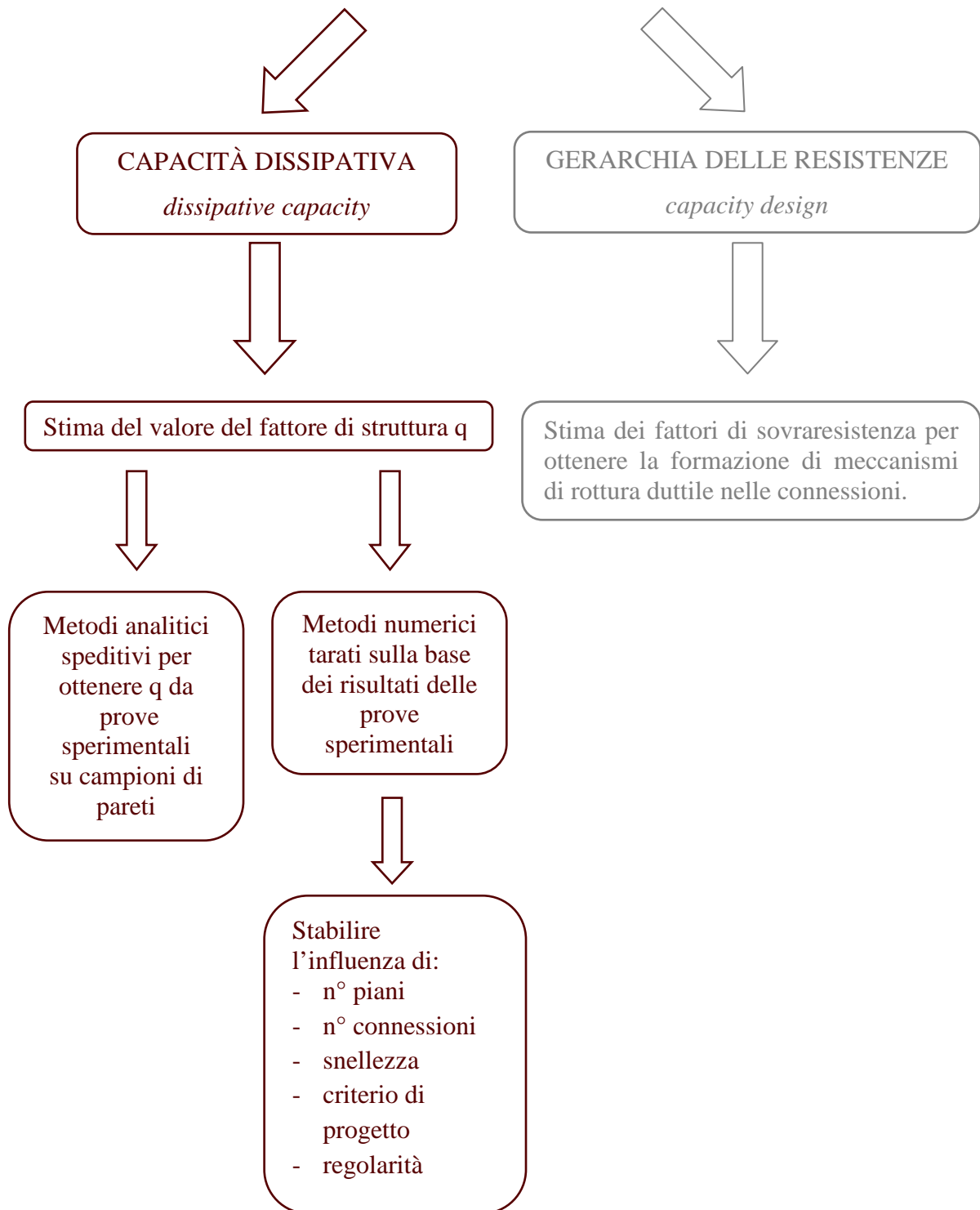
Partendo dai risultati forniti dall'Istituto, questo lavoro di tesi si è concentrato sullo studio della risposta sismica del sistema XLam, tramite modellazione numerica di interi edifici, geometricamente e meccanicamente differenti tra loro, per individuarne il valore del fattore di struttura ed eventuali variazioni di questo nelle diverse configurazioni studiate.

Data la grande quantità di analisi numeriche effettuate e l'ampiezza del tema, la tesi è stata svolta con la collaborazione dei laureandi Davide Trutalli e Davide Tonellato ed è stata divisa in due parti, la prima relativa alle basi teoriche e all'analisi dei dati, la seconda relativa alla presentazione dei risultati e agli sviluppi ulteriori.

Si ringraziano il relatore, Prof. Roberto Scotta dell'Università degli Studi di Padova, per averci offerto l'opportunità di sviluppare questo tema e per la costante disponibilità, il correlatore, Ing. Luca Pozza per averci seguito con costanza nello sviluppo della tesi, il Controrelatore, Prof. Ario Ceccotti, direttore dell'Istituto IVALSA, per l'interesse dimostrato nel nostro lavoro e la disponibilità ad offrirci una periodica supervisione e i tecnici e ingegneri dell'Istituto per i dati gentilmente forniti.

Davide Trutalli
Davide Tonellato

PROGETTAZIONE SISMICA DI EDIFICI IN LEGNO



1. Il sistema costruttivo XLam

Il sistema costruttivo XLam si è diffuso negli ultimi anni come una valida alternativa alle costruzioni tradizionali. Con struttura interamente in legno tale sistema permette di costruire edifici multipiano, raggiungendo prestazioni molto interessanti, tali da renderlo competitivo nell'industria delle costruzioni.



Fig. 1.1 Pannello XLam ^[10]



Fig. 1.2 Particolare costruttivo ^[5]

Il termine XLam, derivante dall'acronimo inglese *cross laminated timber (CLT)*, denominato in tedesco *Brettspertholz*, identifica un sistema costruttivo a pannelli di legno massiccio composti da tavole incollate a più strati tra loro incrociati. Tali pannelli, generalmente di larghezza pari a 1.25m e con un numero dispari di strati, variabile da 3 a 11, permettono di ottenere pareti molto rigide, resistenti e stabili e, grazie all'elevata prefabbricazione, è possibile creare i fori necessari in stabilimento e assemblare poi le pareti in cantiere, garantendo operazioni di montaggio semplici e tempi brevi. Il procedimento di costruzione dell'edificio in XLam ha inizio in stabilimento, dove le tavole di legno massiccio (lamelle), preventivamente tagliate, selezionate e giuntate longitudinalmente con giunti a pettine, vengono allineate tra loro e, tramite incollaggio dello strato superiore con quello inferiore ad esso ortogonale, viene creato il pannello finale, successivamente lavorato per la creazione dei fori necessari e degli intagli per i collegamenti verticali. L'eventuale incollatura laterale delle lamelle tra loro non influenza il comportamento meccanico del pannello. Le dimensioni finali massime ottenibili dipendono dal produttore e si possono raggiungere larghezze massime di 4.80m e lunghezze di 24.00 m. Conclusa la fase di prefabbricazione, i pannelli sono trasportati e montati in opera. Tale operazione richiede tempi brevi, una manodopera ridotta e non necessita l'installazione di ponteggi, procedendo con la costruzione di ogni piano lavorando sul solaio del piano sottostante già ultimato. Le operazioni di cantiere

consentono dunque di diminuire i costi di costruzione rendendo l'edificio in XLam competitivo anche dal lato economico. La costruzione dell'edificio procede quindi assemblando tra loro i pannelli parete e i solai, tramite appositi giunti in acciaio, effettuati con semplici staffe, viti e chiodi, precedentemente dimensionati. La finitura può essere effettuata a piacimento, conferendo poi all'edificio l'aspetto estetico cercato. La flessibilità nelle dimensioni e nelle forme garantisce infine una progettazione architettonica relativamente libera.

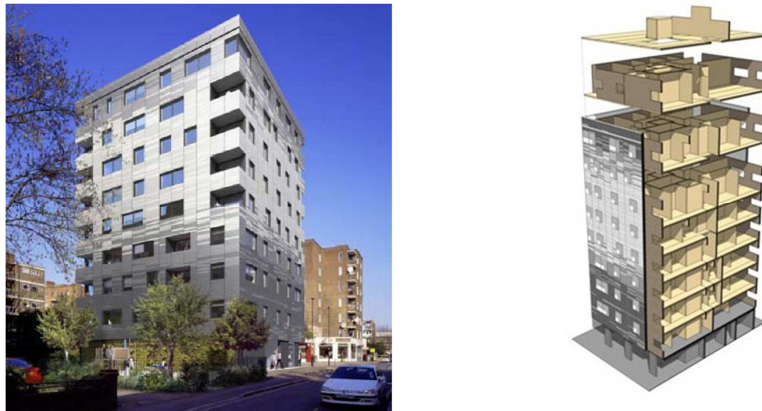


Fig. 1.3 Edificio Murray Grove di nove piani in XLam, Londra (UK)^{[18][46]}

Dai vari esempi di costruzioni in XLam realizzate o in fase di realizzazione, si può osservare come tale sistema costruttivo si stia diffondendo anche in Italia, rispondendo appieno alle esigenze architettoniche attuali. Lo sviluppo delle costruzioni in legno e la ricerca scientifica hanno permesso di acquisire più sicurezza nell'uso di questo sistema. Questo si può notare confrontando gli esempi di ricostruzione post-sismica in Abruzzo, con edifici a struttura in XLam a tre piani, nei quali la resistenza sismica è affidata a piattaforme antisismiche isolate in calcestruzzo, con il progetto in fase di realizzazione del complesso residenziale di Socialhousing di via Cenni a Milano, dove saranno realizzate palazzine di 9 piani con struttura in XLam, per formare il più grande complesso residenziale in Europa con struttura interamente in legno.



Fig. 1.4 Progetto per la realizzazione del complesso residenziale di SocialHousing in via Cenni, Milano^[20]

Oltre ai vantaggi garantiti da una costruzione in legno, quali la capacità di isolamento termico del materiale e il basso consumo energetico nella produzione, il sistema XLam risulta inoltre favorevole per il buon comportamento al fuoco del pannello e per la garanzia di alte prestazioni meccaniche anche con qualità del legno medio-basse.



Dal punto di vista della resistenza al fuoco, infatti, la sezione si riduce durante l'incendio ma, bruciando il legno ad una velocità di circa 0.7mm/min, dopo 30 minuti una struttura a telaio, dimensionata anche per tale fenomeno, garantisce ancora dimensioni di sezione sufficienti a prevenire il collasso. Nel caso degli edifici in XLam il vantaggio ulteriore è dato dalla tipologia strutturale che offre all'attacco del fuoco una sola superficie, ovvero quella interna, mentre le altre superfici restano isolate dal pannello stesso. Prove su un edificio a tre piani effettuate dalla CNR-IVALSA (Fig. 1.5) hanno dimostrato che *questo tipo di edifici può resistere a un incendio della durata di un'ora conservando le sue proprietà meccaniche e lasciando inalterata la propria struttura portante, senza causare serio pericolo per gli occupanti, con prestazioni del tutto paragonabili a quelle di edifici in muratura o cemento armato.*^[44]

Dal punto di vista meccanico questo sistema costruttivo offre numerosi vantaggi, essendo i solai schematizzabili a piastra bidirezionale e le pareti portanti schematizzabili a lastra caricata alle basi o a trave parete. Tali schemi statici offrono ottime capacità di resistenza alla flessione e conferiscono alla struttura uno spiccato comportamento rigido in ogni direzione, ideale sia per forze verticali che orizzontali. In particolare nelle zone sismiche dunque il sistema XLam offre i maggiori vantaggi: se ben dimensionato, garantisce leggerezza, duttilità e capacità di dissipare energia. Tali proprietà non sono proprie del materiale legno ma delle connessioni in acciaio presenti ai limiti dei pannelli parete e degli orizzontamenti; la riserva di resistenza plastica dell'acciaio nonché l'interazione tra l'elemento di connessione e il pannello in legno, conferiscono al sistema globale un comportamento elasto-plastico inelastico e, durante l'evento sismico, un comportamento isteretico con buona dissipazione di energia a ogni ciclo. La quantificazione di tale capacità dissipativa non è attualmente del tutto nota e le attuali normative, in particolare l'Eurocodice 8, non trattano tale aspetto in modo esaustivo; colmare tale mancanza rappresenta un importante obiettivo nell'attuale ricerca ingegneristica nel campo

dell'edilizia in legno antisismica. *Il progetto di ricerca SOFIE, finanziato dalla Provincia Autonoma di Trento e coordinato e condotto dall'istituto CNR-IVALSA (Consiglio Nazionale delle Ricerche - Istituto per la Valorizzazione del Legno e delle Specie Arboree), ha lo scopo di analizzare il comportamento di edifici multipiano considerando ogni singolo aspetto relativo alle prestazioni strutturali e al comfort abitativo: dal comportamento statico, al comportamento al fuoco, all'isolamento acustico, termico, agli aspetti legati alla durabilità e in particolar modo al comportamento sismico.*^[7]

Grazie al lavoro del direttore dell'Istituto, Professor Ario Ceccotti, e di numerosi tecnici e ingegneri interni ed esterni all'Istituto, sono state svolte prove monotone e cicliche su singoli giunti e su interi pannelli, con diverse configurazioni di giunti e aperture, prove pseudo-dinamiche su un edificio ad un piano e prove su tavola vibrante di due edifici in scala reale, a 3 e 7 piani. Dai risultati di tali prove è stata ottenuta una buona corrispondenza con i risultati dei modelli numerici per la previsione del comportamento reale dell'edificio ed è stata confermata l'ottima risposta del sistema XLam al sisma, raggiungendo per l'edificio a 3 piani un fattore di struttura maggiore o uguale a 3.



Fig.1.6 Progetto SOFIE: Prova sismica su edificio a 3 piani^[7] e 7 piani^[44]

Ulteriori analisi numeriche svolte presso l'Università degli Studi di Padova dal Professor Roberto Scotta e dall'Ing. Luca Pozza hanno dimostrato nuovamente che la scelta di adottare un fattore di struttura $q=3$ per un edificio a 3 piani in XLam sia appropriata.

Basandosi su parte delle prove condotte dall'Istituto IVALSA questo lavoro di tesi ha permesso di ottenere un modello numerico attendibile, grazie al quale è stato possibile studiare numerose configurazioni diverse di edifici e valutarne il comportamento all'azione sismica, ponendo a confronto i risultati sulla base dei dati geometrici di partenza. I risultati ottenuti hanno confermato che il valore del fattore di struttura di struttura q si assesta attorno a 3 per un edificio a 3 piani ma hanno evidenziato che tale valore non sia univoco, bensì dipendente dalla configurazione geometrica e dal dimensionamento dell'edificio.

2. Studio dei parametri che influenzano il fattore di struttura: numero di connessioni verticali, numero di piani, snellezza, criteri di progetto, regolarità

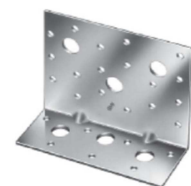
Il fattore di struttura viene utilizzato in fase di progettazione per ridurre le sollecitazioni ottenute da un'analisi lineare al fine di tener conto della risposta non-lineare della struttura in funzione del materiale, del sistema strutturale e del procedimento di progettazione adottato.^[13]

Tale riduzione consente di ottenere una progettazione più economica, attraverso l'utilizzo di un unico coefficiente, dipendente da parametri geometrici e meccanici, rappresentativo della reale capacità dissipativa del sistema strutturale.

Come indicato al capitolo 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, la capacità dissipativa sotto carichi ciclici delle strutture in legno e, di conseguenza, il valore del fattore di struttura che è possibile applicare, sono strettamente legati alla presenza delle connessioni, nelle quali devono prevedersi concentrate le zone dissipative, mentre le membrature lignee devono essere considerate a comportamento elastico. Nel caso del sistema XLam, la presenza di tali requisiti è stata dimostrata sperimentalmente: il pannello in legno rimane in campo elastico e può essere considerato molto più rigido rispetto alle connessioni in acciaio che presentano un comportamento duttile e concentrano la capacità dissipativa della struttura. Ci si chiede dunque quale sia il legame tra il sistema di connessione e la duttilità globale dell'edificio, ovvero si è interessati a sapere quali siano i parametri geometrici, relativi alle connessioni o all'edificio in senso generale, che influenzano la capacità dissipativa della struttura.

Le connessioni utilizzate nella pratica costruttiva degli edifici in XLam, necessarie per resistere alle sollecitazioni orizzontali, sono essenzialmente di tre tipi:

- Mezzi di unione a gambo cilindrico, per collegare tra loro verticalmente i singoli pannelli e le pareti con gli orizzontamenti, ovvero viti o chiodi perpendicolari ai pannelli o inclinati;
- Angolari in acciaio collegati ai pannelli tramite viti aventi la funzione di resistere alle sollecitazioni taglianti;
- Hold-down in acciaio collegati ai pannelli tramite viti e posizionati alle estremità dei pannelli o delle pareti aventi la funzione di resistere al momento ribaltante.



Il numero necessario di connessioni per ogni piano dell'edificio può essere calcolato, per edifici regolari, tramite un'analisi statica lineare equivalente, noto lo spettro sismico, la geometria dell'edificio e il comportamento delle connessioni. Tale numero influenza direttamente la capacità dissipativa della struttura e di conseguenza il valore del fattore di struttura può non essere univoco per tali strutture.

Più precisamente si suppone che il fattore di struttura possa essere influenzato dai seguenti parametri, legati alla quantità delle connessioni e alla geometria dell'edificio:

- Numero di piani dell'edificio;
- Numero di connessioni verticali tra pannelli (panel to panel connections);
- Snellezza dell'edificio;
- Criteri di progetto delle connessioni;
- Regolarità dell'edificio.

Nei prossimi capitoli si trattano i passaggi che sono stati svolti nel lavoro di tesi per lo studio dell'influenza dei precedenti parametri nel comportamento globale al sisma e per la quantificazione del fattore di struttura.

Per ottenere i risultati è stato necessario procedere con le seguenti fasi:

1. Analizzare i risultati delle prove monotone e cicliche fornite dal laboratorio IVALSA e tarare sui cicli isteretici reali gli elementi non lineari da introdurre nel modello numerico;
2. Costruire un modello numerico agli elementi finiti a comportamento non lineare da analizzare con apposito software in grado di simulare l'evento sismico tramite analisi dinamiche;
3. Dimensionare tramite analisi statica lineare gli edifici test modellati e svolgere le analisi statiche e dinamiche non lineari, suddividendole per le varie configurazioni geometriche studiate;
4. Analizzare i risultati e valutare il fattore di struttura seguendo i metodi proposti in letteratura e fornire una formulazione analitica di semplice utilizzo, in grado di approssimare i risultati ottenuti per i vari casi studiati e generalizzarli ai casi reali.

3. Edificio Test



Fig. 3.1 Pianta del complesso residenziale ^[4]



Fig. 3.2 Visione d'insieme ^[47]



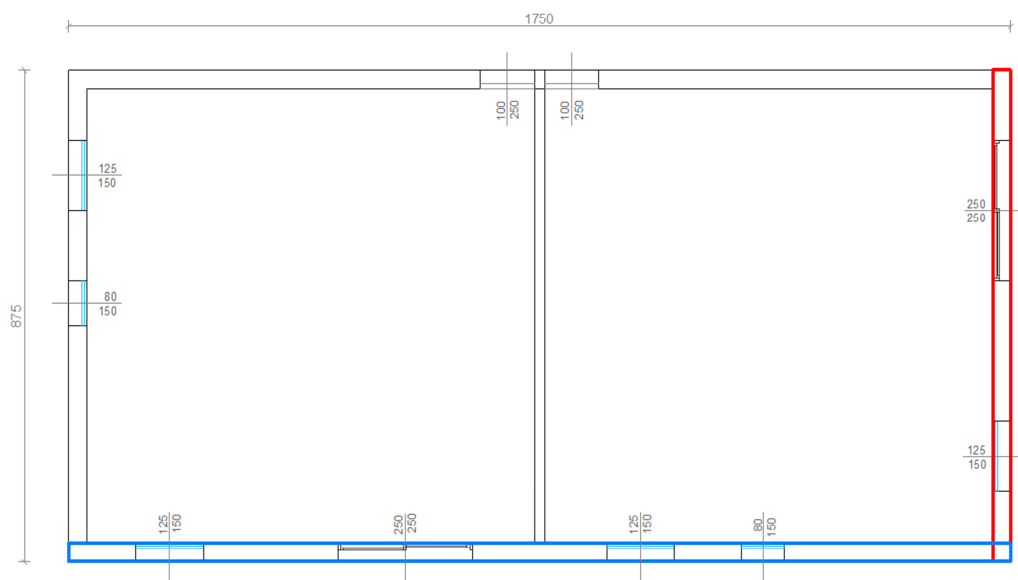
Fig. 3.3 Foto della realizzazione ^[4]

Il modello numerico utilizzato per il calcolo del fattore di struttura riproduce le facciate di un edificio test scelto tra le realizzazioni del progetto C.A.S.E. per la ricostruzione post sismica in Abruzzo. Tale edificio si compone di 4 blocchi da 3 piani, strutturalmente indipendenti, regolari in pianta e in altezza; la struttura tipo XLam e la semplicità architettonica hanno permesso di ottenere tempi di costruzione rapidi e una distribuzione degli interni versatile. L'edificio è costituito da pareti portanti e solai in XLam da 16 cm e da una trave longitudinale sorretta da pilastri in legno lamellare, posizionata centralmente al solaio e avente funzione statica. Le dimensioni in pianta sono pari a 17.5m x 8.75m. Le pareti hanno diverse configurazioni di fori e sono state scelte, per le analisi, le facciate aventi più aperture. All'interno dell'edificio è presente una parete cieca di spina in grado di collaborare con le pareti laterali nella resistenza alle forze orizzontali. I centri di massa e di rigidezza coincidono, in pianta, con il centro dell'edificio e sono perciò trascurabili gli effetti torsionali.

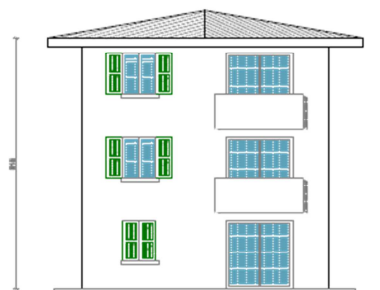
Sono state modellate due pareti ortogonali dell'edificio, ovvero la facciata principale e la parete laterale del blocco esterno, per altezze di piano pari a 3,05m e per un numero di piani pari a 1, 3, 5 e 7, per ottenere diverse snellezze, in funzione anche del numero di piani. Le dimensioni dei pannelli, ovvero le linee di giunto verticali assunte, sono state

fatte variare per analizzare eventuali differenze nel comportamento: sono state studiate le pareti senza giunti, con una o tre linee di giunto e con pannelli giuntati ogni 1.25m.

L'edificio reale poggia su base antisismica in calcestruzzo isolata, mentre l'edificio test è stato calcolato senza piattaforma sismica, ovvero con struttura in legno e connessioni in acciaio in grado di resistere all'evento sismico di progetto.



PARETE TEST 1: Facciata principale
(TOZZA)



PARETE TEST 2: Facciata laterale
(SNELLA)

Fig. 3.4 Pareti modellate numericamente

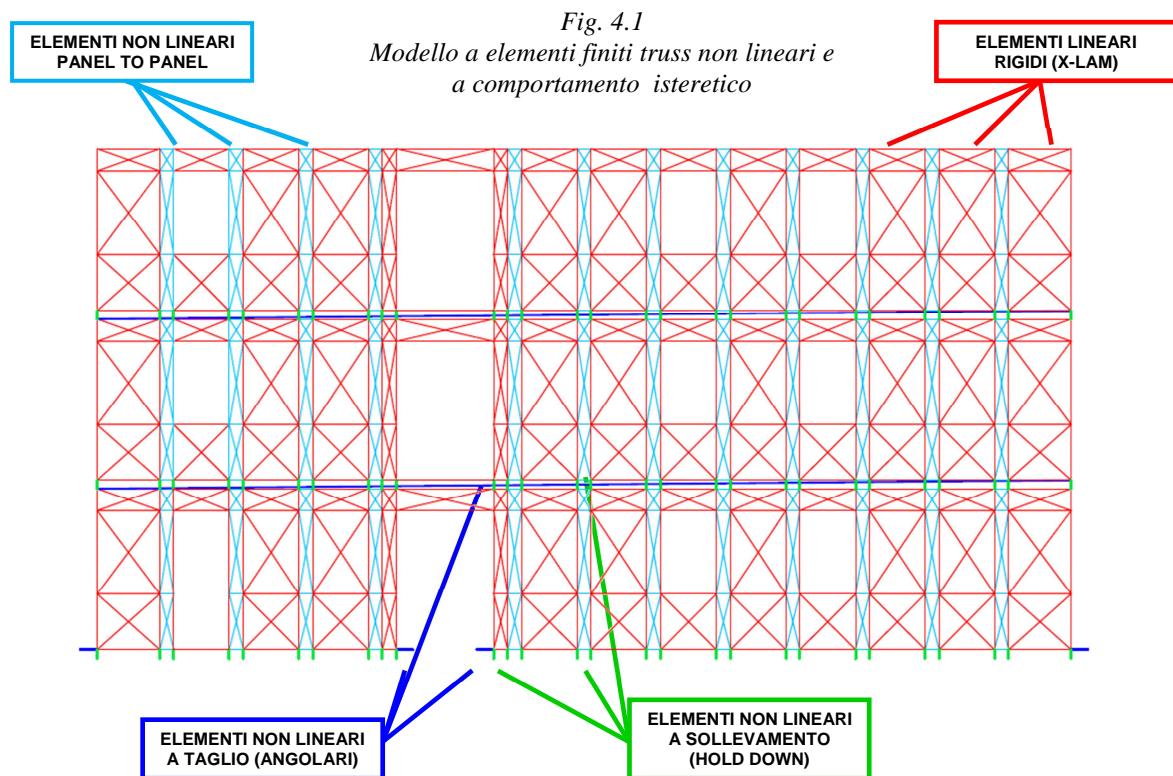
4. Modello numerico

Le analisi statiche e dinamiche dell'edificio sono state condotte utilizzando il metodo degli elementi finiti. A tale scopo si sono creati dei modelli numerici in grado di simulare il più verosimilmente possibile il reale comportamento della struttura durante l'evento sismico.

Vista la regolarità in pianta dell'edificio test è stato deciso di utilizzare un modello piano bidimensionale; si è ritenuto più opportuno infatti poter creare un modello bidimensionale più raffinato rispetto ad un modello tridimensionale che avrebbe comportato oneri computazionali notevolmente maggiori, a parità di qualità dei risultati.

La mesh dell'edificio (Appendice B), scritta in linguaggio TCL con idoneo editor di testo, è stata analizzata con il solutore OPENSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation - University of California) e i risultati, ottenuti come file di testo, sono stati post-processati tramite tabelle di calcolo e grafici.

Il modello è stato creato utilizzando elementi finiti Truss aventi proprietà di seguito elencate.



1. PANNELLI XLAM

- Modulo di larghezza 1.25m.
- Modellati tramite elementi finiti Truss lineari aventi rigidità assiale elevata.
- Fori creati tramite eliminazione dei controventi.

2. CONNESSIONI VERTICALI TRA PANNELLI (PANEL TO PANEL CONNECTIONS)

- Altezza pari a 3.05m.
- Modellati tramite elementi finiti Truss non lineari, a comportamento isteretico. Il ciclo è stato ricavato dalle prove monotone e cicliche effettuate dal laboratorio dell'istituto IVALSA su un elemento di connessione di altezza pari a 400mm e larghezza pari a 750mm, opportunamente ridimensionato e adattato al modello.
- Resistenza del giunto variabile nella mesh a seconda del dimensionamento di progetto.

3. ELEMENTI RESISTENTI A TAGLIO (ANGOLARI)

- Modellati tramite elementi finiti Truss non lineari, a comportamento isteretico. Il ciclo è stato ricavato dalle prove monotone e cicliche effettuate dal laboratorio dell'istituto IVALSA su pannelli di dimensioni 2.95m x 2.95m. Gli elementi angolari sono stati differenziati tra quelli relativi al piano terra, i quali utilizzano i cicli ottenuti da pannelli ancorati su trave di fondazione in acciaio, e quelli relativi ai piani superiori, che utilizzano i cicli ottenuti da pannelli ancorati ad elementi XLam simulanti il solaio.
- Resistenza del giunto (ovvero numero degli angolari disposti) variabile nella mesh a seconda del dimensionamento di progetto.

4. ELEMENTI RESISTENTI A SOLLEVAMENTO (HOLD DOWN)

- Modellati tramite elementi finiti Truss non lineari, a comportamento isteretico in parallelo con elementi finiti Truss lineari, resistenti solo ad azioni di compressione. Il ciclo è stato ricavato dalle prove monotone e cicliche effettuate dal laboratorio dell'istituto IVALSA su pannelli di dimensioni 2.95m x 2.95m. Gli elementi hold down sono stati differenziati tra quelli relativi al piano terra, i quali utilizzano i cicli ottenuti da pannelli ancorati su trave di fondazione in acciaio, e quelli relativi ai piani superiori, che utilizzano i cicli ottenuti da pannelli ancorati ad elementi XLam simulanti il solaio.
- Resistenza del giunto (ovvero numero delle viti disposte) variabile nella mesh a seconda del dimensionamento di progetto.

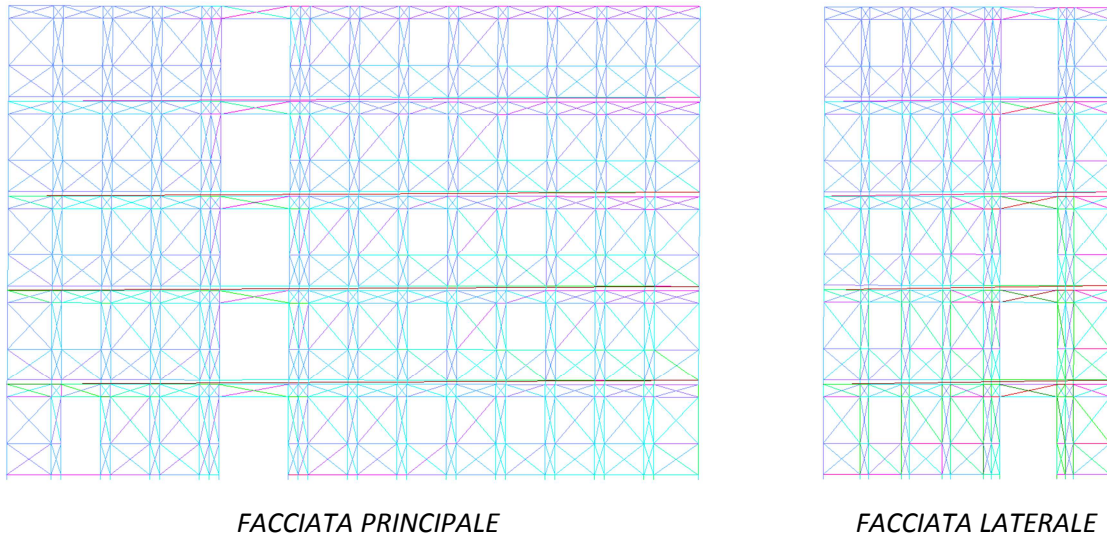


Fig. 4.2 Output grafico del programma per l'edificio a 5 piani.

Le molle non lineari, rappresentanti i collegamenti, sono state tarate sul modello isteretico “Pinching 4” (K. Elwood) implementato sul software e inserite nella mesh mediante subroutine. Tale modello ha consentito di rappresentare il ciclo isteretico sperimentale tramite curve poligonali trilineari in fase elasto-incrudente e con un ulteriore ramo softening finale per individuare la rottura dell'elemento. Il ciclo isteretico ha permesso di rappresentare il fenomeno di rifollamento del legno nell'intorno dei connettori, altrimenti chiamato fenomeno “pinching”.

Il ciclo isteretico utilizzato è in grado di simulare anche eventuali degni di resistenza e di rigidezza, in funzione dell'energia dissipata o del numero di cicli effettuati.

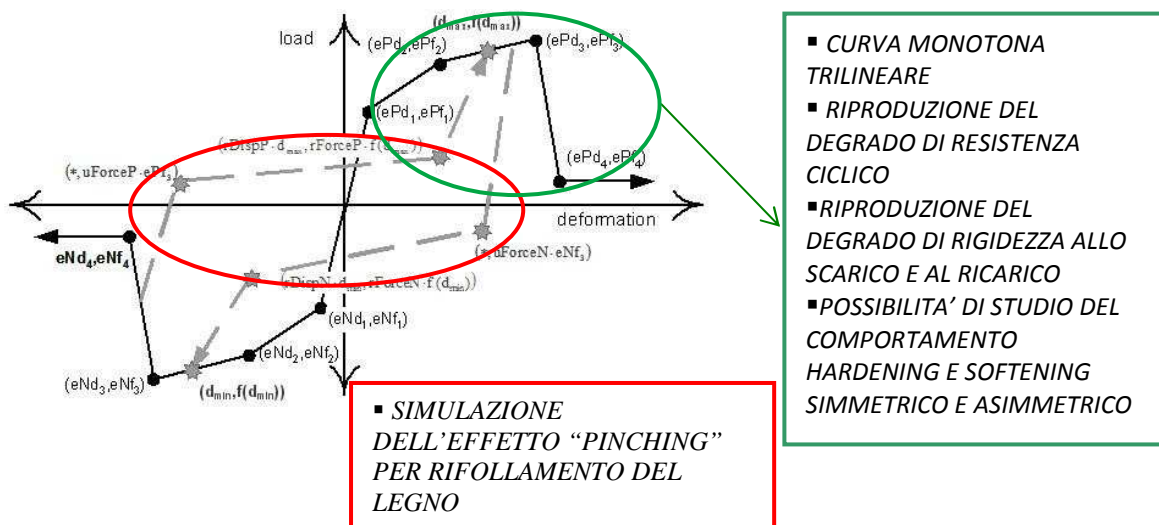


Fig. 4.3 Ciclo isteretico di Elwood, implementato in Opensees^[22]

Il modello è costruito con i parametri seguenti.

- ePf₁, ePf₂, ePf₃, ePf₄ sono le forze dei 4 punti della curva monotona sul ramo positivo;
- ePd₁, ePd₂, ePd₃, ePd₄ sono i 4 corrispondenti spostamenti;
- eNf₁, eNf₂, eNf₃, eNf₄ sono le forze dei 4 punti della curva monotona sul ramo negativo;
- eNd₁, eNd₂, eNd₃, eNd₄ sono i 4 corrispondenti spostamenti;
- rDispP definisce il rapporto tra la deformazione alla quale comincia la fase di ricarica e la deformazione massima richiesta in quel ciclo;
- rForceP definisce il rapporto tra la forza alla quale comincia la fase di ricarica e la forza corrispondente alla deformazione massima richiesta in quel ciclo;
- uForceP definisce il rapporto tra la forza raggiunta allo scarico da un carico negativo e la forza massima raggiungibile da un carico monotono;
- rDispN, rForceN, uForceN sono come i precedenti ma per la parte negativa;
- gK₁, gK₂, gK₃, gK₄ e gK_{lim} controllano il degrado della rigidezza allo scarico;
- gD₁, gD₂, gD₃, gD₄ e gD_{lim} controllano il degrado della rigidezza al ricarica;
- gF₁, gF₂, gF₃, gF₄ e gF_{lim} controllano il degrado di resistenza;
- gE definisce l'energia massima dissipata per ogni ciclo.

Le equazioni che governano i degni di rigidezza allo scarico e al ricarica e il degrado di resistenza sono:

$k_i = k_0(1 - \partial k_i)$, dove k_i è la rigidezza allo scarico al tempo t , k_0 è la rigidezza iniziale allo scarico e ∂k_i è il valore del danno al tempo i .

$d_{max\ i} = d_{max\ 0}(1 + \delta d_i)$, dove $d_{max\ i}$ è la richiesta di deformazione che definisce la fine del ciclo di ricarica per domanda crescente di deformazione, $d_{max\ 0}$ è la massima domanda di deformazione nella storia di carico e δd_i è il valore del danno al tempo i .

$(f_{max})_i = (f_{max})_0(1 - \delta f_i)$, dove $(f_{max})_i$ è la massima forza al tempo i , $(f_{max})_0$ è la massima forza iniziale nel caso di nessun danno e δf_i è il valore del danno.

δk_i , δd_i e δf_i sono definiti attraverso la stessa equazione, si riporta in seguito la formulazione nel caso in cui il danno sia definito solo dalla storia di spostamento e non dall'energia accumulata:

$$\delta k_i = \left[gK_1(\tilde{d}_{max})^{gK_3} + gK_2(Cycle)^{gK_4} \right] \leq gK_{lim}$$

$$\tilde{d}_{max} = \max \left[\frac{d_{max\ i}}{def_{max}}, \frac{d_{min\ i}}{def_{min}} \right]$$

Cycle è il numero di cicli raggiunto, def_{max} e def_{min} sono le deformazioni positiva e negativa che definiscono la rottura.

Gli altri parametri δd_i e δf_i si ottengono usando la stessa equazione cambiando i coefficienti gK_* con gF_* o gD_* .

Nel modello sono state applicate ad ogni nodo superiore dei pannelli le masse di piano, ottenute secondo le indicazioni dell'EC8 e delle Norme Tecniche per le Costruzioni, ovvero come somma tra i carichi permanenti e l'aliquota del 30% dei carichi accidentali relativi alla destinazione residenziale. Le azioni da vento, neve e variazioni termiche sono state trascurate.





















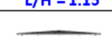

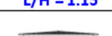

A partire dalla mesh rappresentativa dell'edificio test sono stati analizzati numerosi altri modelli che sono stati differenziati tra loro nei seguenti modi:

- per numero piani e altezza totale dell'edificio;
- per numero di connessioni verticali tra pannelli, ovvero per larghezza dei pannelli massicci in XLam;
- per snellezza della parete;
- per criterio di dimensionamento delle connessioni.

Di conseguenza i vari modelli si differenziano tra loro anche per duttilità, periodo di vibrazione proprio, capacità dissipative globali, resistenza ultima di progetto al sisma ovvero PGA (peak ground acceleration) di quasi collasso, tipo di rottura in fase di collasso, taglio alla base massimo ammissibile e spostamento ultimo in sommità.

In modo sintetico si può affermare che ogni modello analizzato sia caratterizzato da una propria curva di pushover e da un diverso comportamento dinamico.

Vengono di seguito elencati tutti i modelli analizzati. Il numero elevato di analisi svolte e di modelli studiati ha permesso di generare numerosi risultati, in modo tale da ottenere conclusioni il più possibile generalizzabili al comportamento della tipologia costruttiva in esame.

CONFIGURAZIONI PARETI TEST						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
1	 L/H = 5.74	 L/H = 2.87	 L/H = 5.74	 L/H = 2.87	 L/H = 5.74	 L/H = 2.87
3	 L/H = 1.91	 L/H = 0.96	 L/H = 1.91	 L/H = 0.96	 L/H = 1.91	 L/H = 0.96
5	 L/H = 1.15	 L/H = 0.58	 L/H = 1.15	 L/H = 0.58	 L/H = 1.15	 L/H = 0.58
7	 L/H = 0.82	 L/H = 0.41	 L/H = 0.82	 L/H = 0.41	 L/H = 0.82	 L/H = 0.41

Tab.4.1 Geometrie dell'edificio analizzate: in blu la facciata principale e in verde la parete laterale

5. Taratura degli elementi finiti non lineari

Gli elementi non lineari presenti nel pannello sono stati tarati sulla base delle curve monotone e dei cicli isteretici reali ottenuti in laboratorio. Il modello poligonale di Elwood è stato adattato ai cicli reali tramite curva di involucro tri-lineare, nella quale i primi due tratti seguono una bi-linearizzazione della curva monotona proposta da Foschi, il terzo tratto aggiuntivo è generalmente hardening e infine un quarto punto definisce la rottura tramite ramo softening.

La taratura è stata effettuata creando dei modelli apposti contenenti le sole molle non lineari ed è stata poi valutata la correttezza applicando tali molle ad un modello in grado di riprodurre il pannello del test sperimentale e verificando che la differenza di energia sviluppata dal caso sperimentale e numerico fosse inferiore ad un valore del 15%.

Ulteriori verifiche sono state condotte costruendo modelli di due o tre pannelli giuntati tra loro e di pannelli con aperture, da confrontare con le prove studiate in laboratorio.

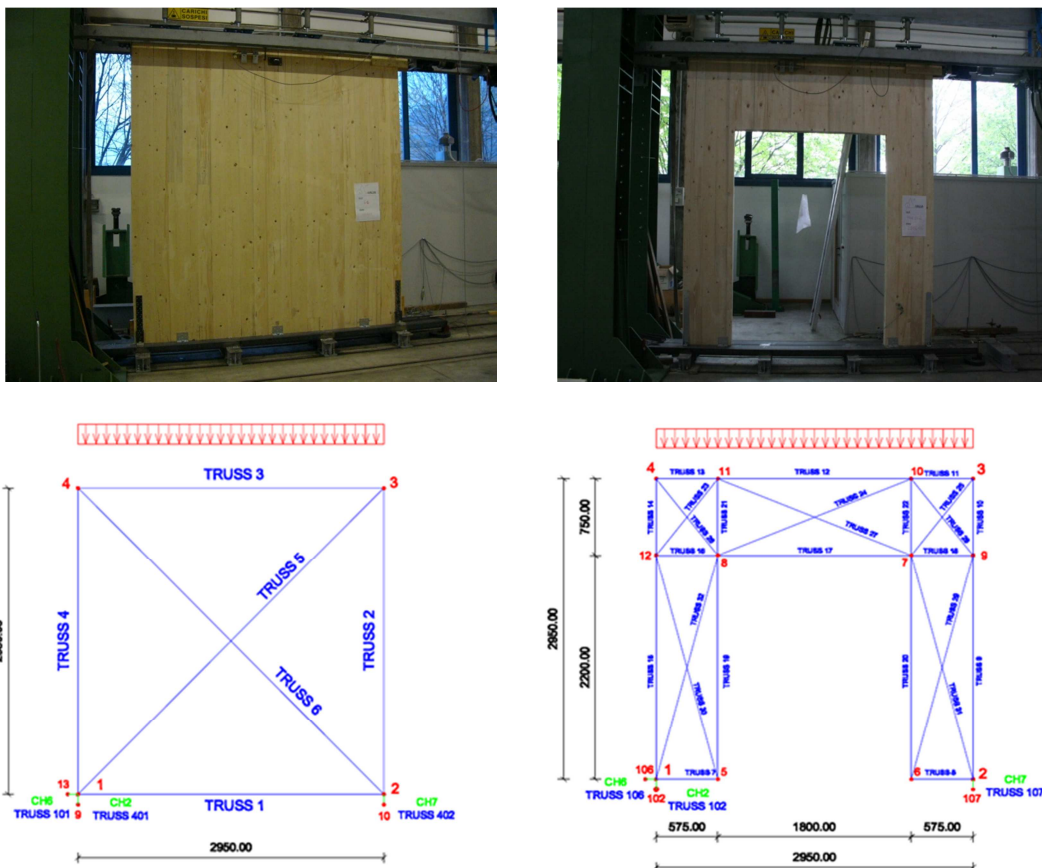


Fig. 5.1 Foto di due prove di laboratorio e modelli analizzati per la taratura delle connessioni

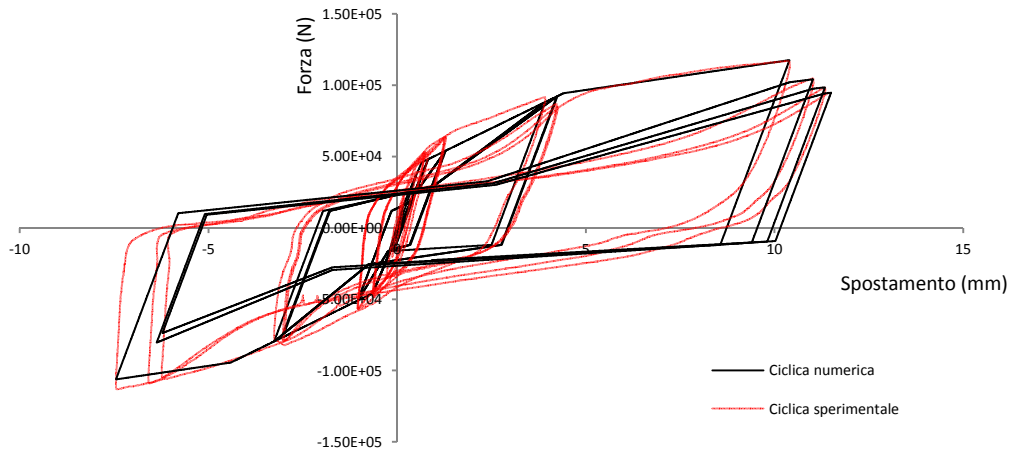


Fig. 5.2 Confronto dei cicli isteretici della prova sperimentale e numerica per gli angolari del piano terra

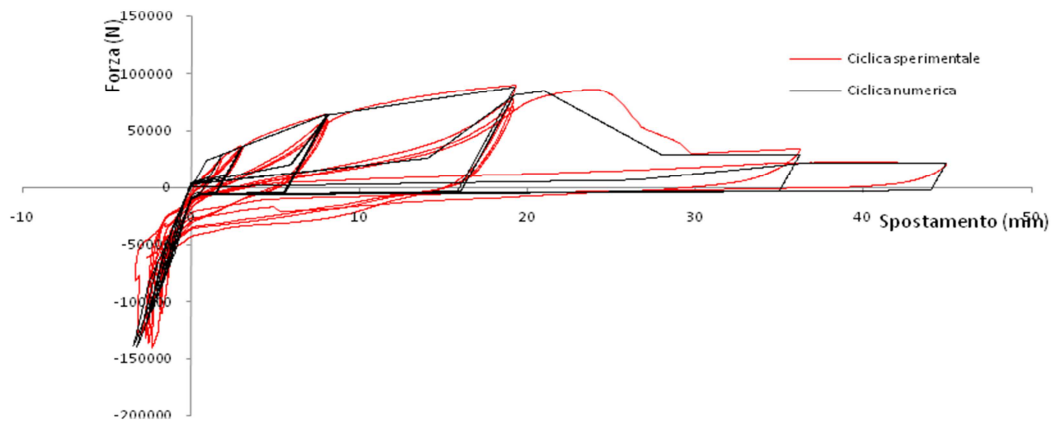


Fig. 5.3 Confronto dei cicli isteretici della prova sperimentale e numerica per gli hold-down del piano terra

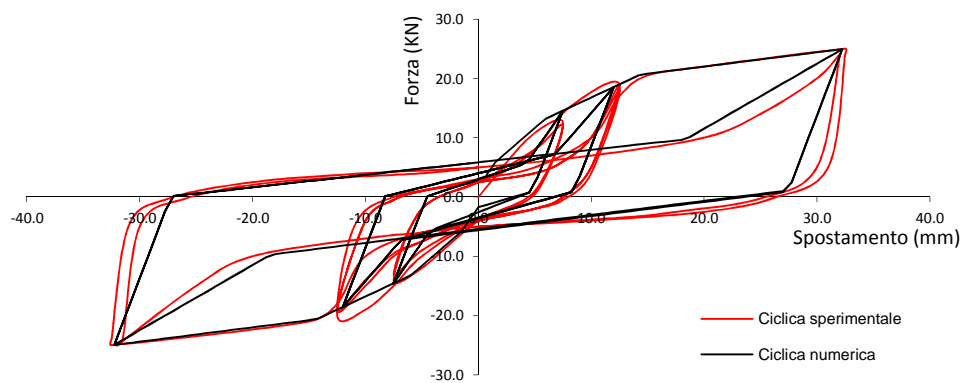


Fig. 5.4 Confronto dei cicli isteretici della prova sperimentale e numerica per i giunti verticali tra pannelli

6. Dimensionamento

L'edificio test è stato progettato secondo i criteri antisismici, ovvero dimensionando le connessioni in modo tale da fornire all'edificio la resistenza globale alle sollecitazioni di taglio e momento derivanti dall'azione sismica.

I parametri di progetto dell'edificio per il calcolo delle sollecitazioni sismiche sono stati i seguenti:

- Edificio situato in zona 1, come definita dall'OPCM N. 3274 del 20 marzo 2003: PGA di progetto = 0.35g;
- Terreno tipo A;
- Fattore di struttura adottato, come indicato nelle NTC 2008: $q = 2$;

Da questi parametri è stato calcolato lo spettro di progetto e, nota la massa dell'edificio, le sollecitazioni di taglio e momento, tramite analisi statica lineare equivalente.

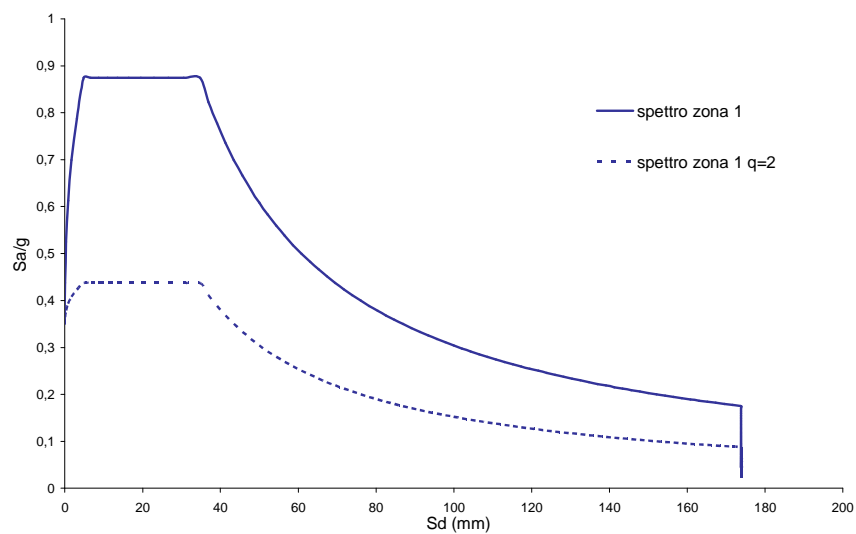


Fig.6.1 Spettro di progetto

La resistenza di progetto degli angolari, per ogni livello dell'edificio, è stata valutata tramite equilibrio alle azioni orizzontali sismiche di piano, mentre la resistenza e la posizione degli Hold-down di piano è stata valutata tramite verifica al ribaltamento globale dell'edificio, considerando l'aliquota di momento stabilizzante dato dalla massa dell'edificio e dai collegamenti verticali chiodati.

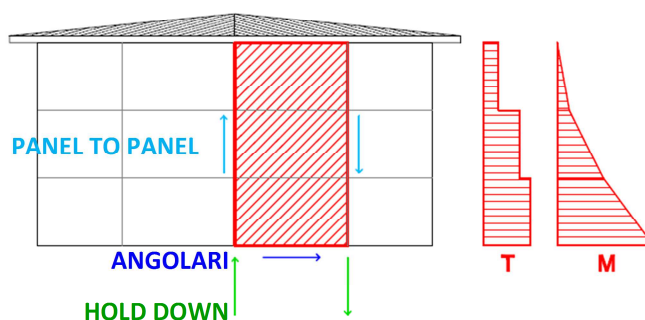


Fig. 6.2 Analisi statica lineare equivalente e dimensionamento delle connessioni

La resistenza ultima delle connessioni è stata stimata dalle prove monotone e cicliche di laboratorio, valutandone per ognuna lo spostamento massimo ammissibile prima della rottura. Nessun sovradimensionamento è stato applicato.

ANGOLARI PIANO TERRA	11,50	mm
ANGOLARI PIANI SUPERIORI	34,00	mm
HoldDown PIANO TERRA	21,00	mm
molla a compressione PT	-10,00	mm
HoldDown PIANI SUPERIORI	16,60	mm
molla a compressione PIANI SUPERIORI	-10,00	mm
Panel to panel connections	32,00	mm

Tab. 6.1 criterio di rottura: raggiungimento in una connessione dello spostamento ultimo e ingresso nel ramo "softening"

Il dimensionamento ottenuto con l'analisi statica lineare è stato poi verificato tramite analisi statica non lineare (pushover) e analisi dinamica non lineare (time history).

Il primo tipo di analisi ha permesso di verificare che tutte le connessioni, per ogni step di carico, contribuissero contemporaneamente alla resistenza dell'edificio e che non ci fossero, di conseguenza, connessioni molto più sollecitate di altre.

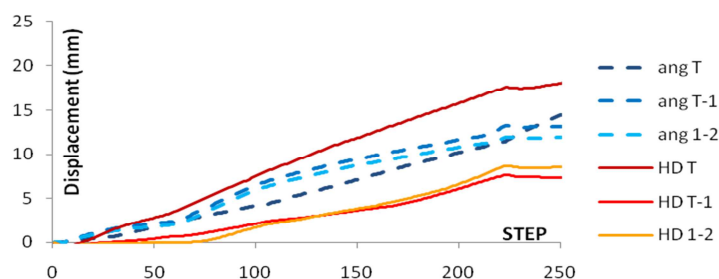


Fig. 6.3 Analisi di pushover: curve step-displacement per ogni connessione per l'edificio a 3 piani. Tutte le connessioni sono soggette a spostamento.

Questo tipo di verifica è risultato essere sempre soddisfatto per gli edifici bassi (1 e 3 piani) mentre è stato necessario, negli edifici più alti, modificare in minima parte i valori di progetto degli Hold down e/o dei collegamenti verticali mantenendo sempre il numero di angolari, ovvero il taglio resistente, invariato.

Un'ulteriore verifica tramite analisi dinamica lineare ha permesso di controllare la presenza di eventuali irregolarità in altezza, ovvero di evitare il fenomeno del “piano soffice”. Si è notato che, essendo l'edificio regolare, le frequenze proprie di vibrazione stimate dall'analisi statica sono risultate compatibili con quelle dell'analisi dinamica e il primo modo di vibrare è risultato essere il principale. Di conseguenza non è stato necessario apportare variazioni al dimensionamento, ad eccezione di leggere modifiche al valore degli angolari dell'ultimo piano, il quale, vista l'aliquota di massa sismica inferiore a quella degli altri piani, presenta una leggera irregolarità in altezza.

Il criterio di dimensionamento così studiato è risultato essere un criterio di “isoresistenza” per le connessioni ed ha comportato il raggiungimento del taglio massimo alla base nell'istante di quasi collasso della struttura. Tale comportamento si può visualizzare dalle curve di pushover che, a parità di numero di piani e al variare del numero di giunzioni, raggiungono lo stesso taglio massimo ma con duttilità diverse.

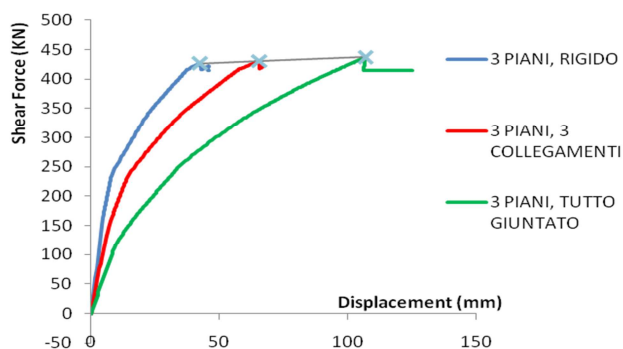
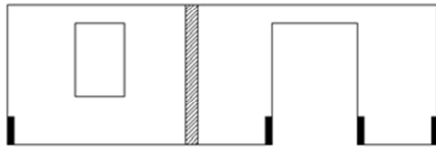


Fig. 6.4 Curve di pushover per l'edificio a 3 piani

Con questo tipo di dimensionamento sono stati progettati tutti i modelli studiati ed è stato calcolato di conseguenza il valore del fattore di struttura per ogni caso.

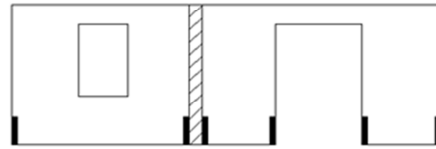
Per individuare e quantificare l'eventuale dipendenza del valore del fattore di struttura con il criterio di progetto, sono state condotte ulteriori analisi modificando il dimensionamento delle pareti. Le modifiche apportate sono le seguenti:

DIMENSIONAMENTO TIPO **A**



Giunto verticale più rigido, hold down solo agli angoli e in prossimità della porta

DIMENSIONAMENTO TIPO **B**



Giunto verticale meno rigido con hold down

- Dimensionamento tipo A: posizionamento di Hold-down solo all'estremità della parete e in prossimità delle porte e conseguente calcolo di giunti verticali più resistenti. Angolari invariati. Analisi svolte per la sola parete laterale e per tutti i casi.
- Dimensionamento tipo B: posizionamento di Hold-down, aventi resistenza pari al caso A, all'estremità della parete, in prossimità delle porte e in prossimità di ogni giunto verticale e conseguente calcolo di giunti verticali meno resistenti. Angolari invariati. Analisi svolte per entrambe le pareti test e per tutti i casi.
- Sovradimensionamento degli angolari del 25%. Hold down e collegamenti verticali invariati. Analisi svolte per entrambe le pareti test ma limitate al caso di 3 piani.
- Sottodimensionamento degli angolari del 25%. Hold down e collegamenti verticali invariati. Analisi svolte per entrambe le pareti ma limitate al caso di 3 piani e all'accelerogramma che ha permesso di ottenere risultati più vicini ai valori medi.
- Ulteriori analisi sono state svolte sottodimensionando gli hold down e mantenendo invariati gli angolari per tutti i casi studio relativi alla facciata principale.

7. Analisi

Per ogni caso studiato, oltre alle analisi per la verifica dei dimensionamenti, sono state effettuate analisi statiche non lineari (pushover) e analisi dinamiche non lineari (time-history) per ottenere i risultati necessari allo studio del sistema costruttivo in esame.

Le analisi di pushover sono state condotte studiando due differenti distribuzioni di forze, una proporzionale alle forze sismiche di piano e una proporzionale alle masse posizionate nei solai. Le due analisi hanno fornito curve di pushover diverse per ogni caso ma aventi lo stesso taglio alla base ultimo. Si è ipotizzato e successivamente verificato con analisi dinamiche che il reale comportamento dell'edificio sia rappresentato da una curva interna allo spazio delimitato da quelle relative alle due distribuzioni studiate.

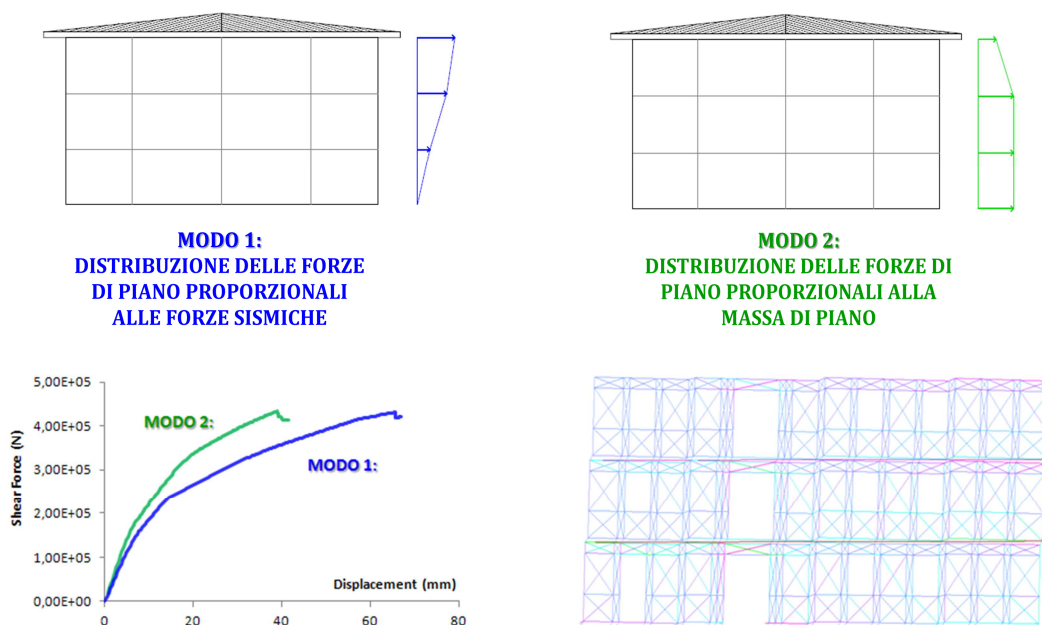


Fig. 7.1 Analisi di Pushover: distribuzioni delle forze di piano nell'analisi di pushover, curve di capacità e deformata dell'edificio.

Le analisi di Time-History sono state condotte applicando alla struttura tre differenti terremoti artificiali generati, a PGA crescenti ed è stato dimostrato che il punto nel grafico spostamento in sommità – taglio alla base corrispondente al quasi-collasso si è sempre posizionato internamente alle due curve di capacità.

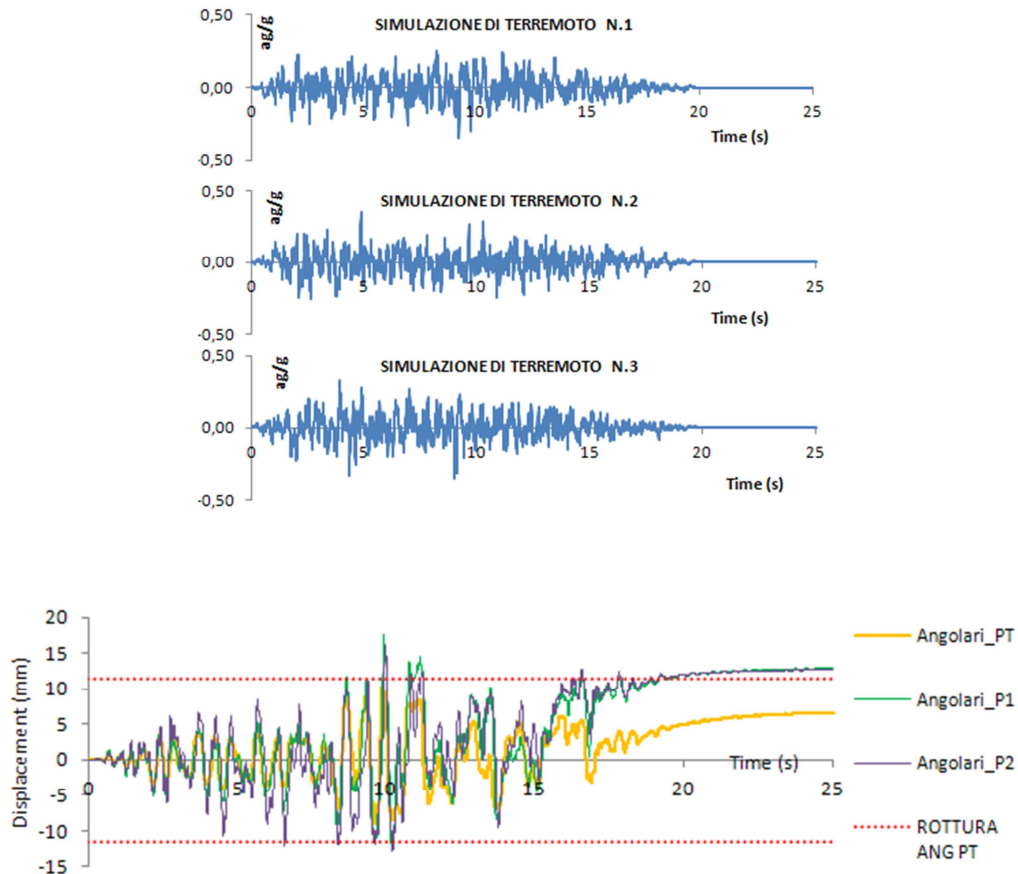


Fig. 7.2 Analisi di Time History: simulazioni dei terremoti con $PGA = 0.35g$ e analisi dei risultati con criteri di rottura.

I procedimenti seguiti nello svolgimento delle analisi sono stati i seguenti:

Analisi di pushover:

- Costruzione delle due curve di pushover dell'edificio e confronto tra i vari casi;
- Ricerca del valore dello spostamento massimo in sommità e individuazione del tipo di rottura;
- Trasformazione del sistema a molti gradi di libertà (MDOF) in sistema ad un grado di libertà (SDOF) tramite il coefficiente di partecipazione definito come:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i^2}$$

Dove m_i è la i -esima componente della matrice delle masse, ossia la massa corrispondente al livello i -esimo; Δ_i è il valore degli spostamenti di ogni livello normalizzati al valore unitario dello spostamento in sommità.

- Bilinearizzazione della curva di capacità con funzione poligonale elasto-plastica incrudente, imponendo l'equivalenza delle aree comprese tra la curva del sistema SDOF e la poligonale bilinearizzata;
- Calcolo del fattore di struttura tramite applicazione a ritroso della procedura di pushover, ovvero calcolando lo spettro elastico, rappresentante la domanda di spostamento, sulla base dello spostamento ultimo ammissibile, in questo caso ottenuto dall'analisi, rappresentante la risposta della struttura.

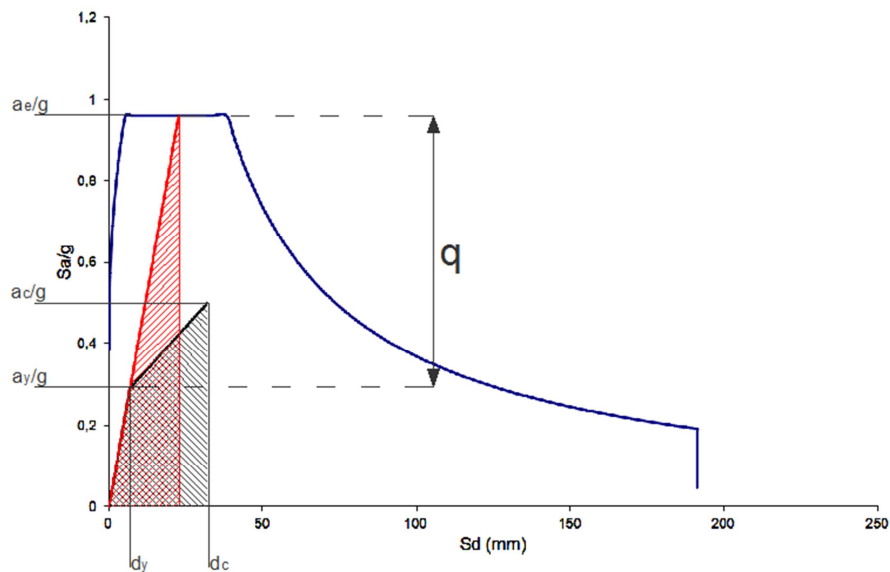


Fig. 7.3 Calcolo del fattore di struttura q per $T_B < T < T_C$. Criterio di equivalenza dell'energia.

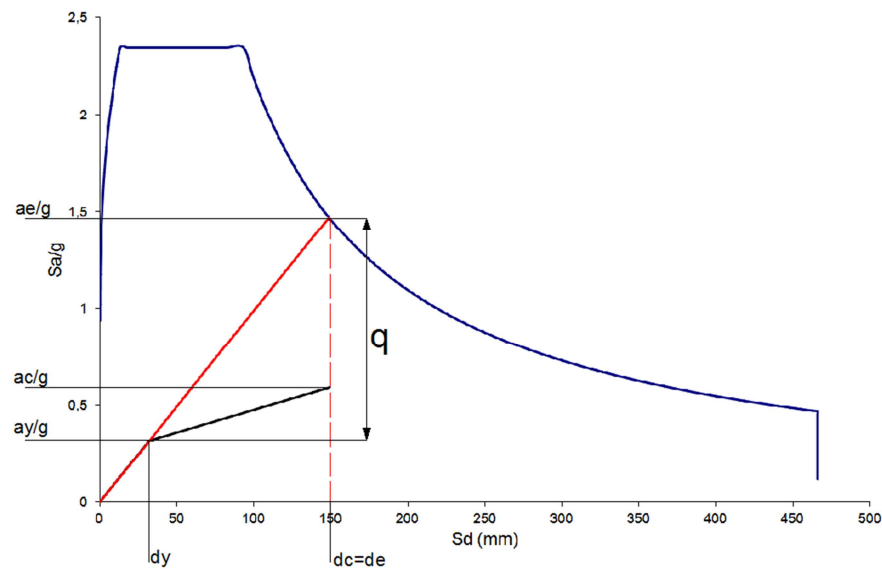


Fig. 7.4 Calcolo del fattore di struttura q per $T > T_C$. Criterio di equivalenza degli spostamenti.

Analisi di Time-History:

- Costruzione del ciclo isteretico di ogni connessione e valutazione dell'andamento nel tempo degli spostamenti dei punti fondamentali dell'edificio;
- Calcolo dell'accelerazione al suolo di picco (peak ground acceleration - PGA) di quasi rottura corrispondente al raggiungimento in almeno una delle connessioni presenti dei limiti di spostamento precedentemente illustrati;
- Calcolo del fattore di struttura come rapporto tra la PGA di quasi-rottura e la PGA di progetto della zona (0,35g per le analisi svolte), tenendo conto del fattore di struttura già applicato;
- Confronto tra il grafico spostamento in sommità - taglio alla base dell'analisi di time history e le curve di capacità dell'edificio.

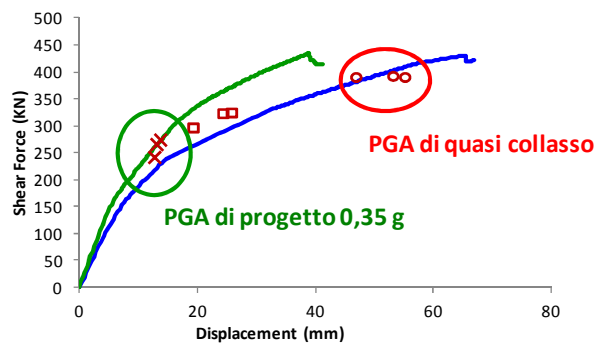


Fig. 7.5 Confronto tra curve di capacità e valori ottenuti dalle analisi di Time History a PGA crescenti.

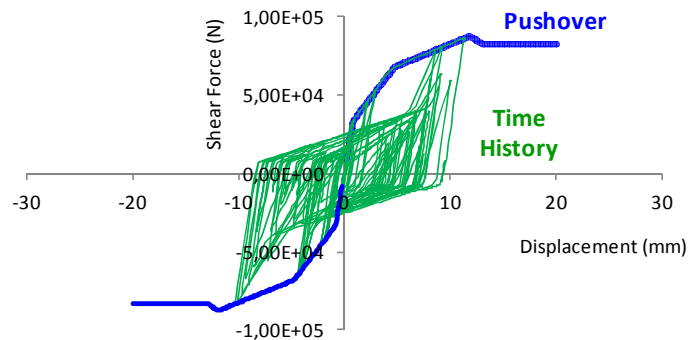


Fig. 7.6 Confronto tra analisi di pushover e analisi di Time History per l'edificio ad un piano.

Le analisi così effettuate hanno consentito di ottenere 5 valori del fattore di struttura (2 distribuzioni di forze orizzontali nelle analisi di pushover e 3 terremoti nelle time-history) per ogni caso e di ottenere una stima finale mediando i risultati oppure considerando il valore minimo ottenuto. Tali risultati sono stati utili per ottenere in un unico valore le informazioni cercate relative al comportamento di ogni singolo caso e al loro confronto.

8. Risultati

Dalle analisi sono stati registrati in formato file di testo ed elaborati tramite fogli di calcolo gli output relativi ai punti dell'edificio di maggior interesse, ovvero spostamenti e forze di angolari, hold down e collegamenti verticali e spostamenti e accelerazioni di piano. Tutti i dati ottenuti sono stati utili per costruire grafici che hanno permesso di controllare il comportamento dell'edificio e di confrontare le varie casistiche studiate.

Si riportano in seguito i risultati solamente dei casi più significativi, con particolare attenzione al valore del fattore di struttura.

Edificio test tipo 1: FACCIATA PRINCIPALE

Lunghezza = 17.5m

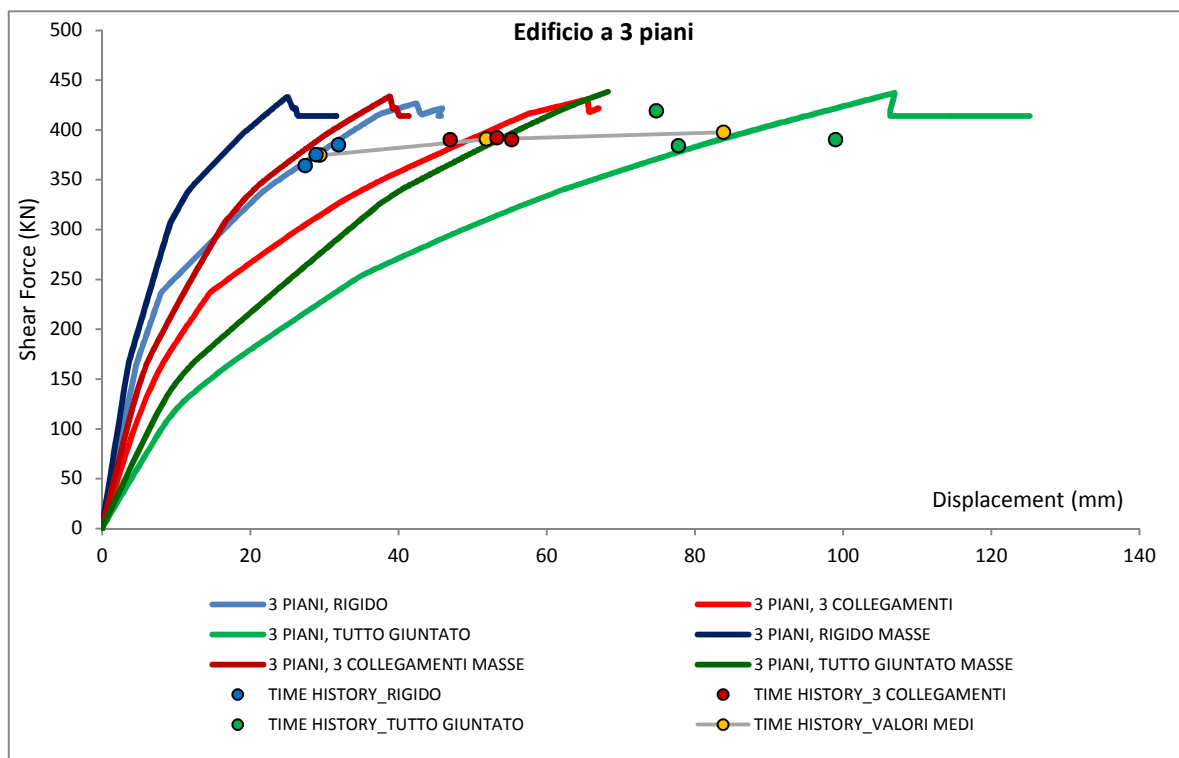
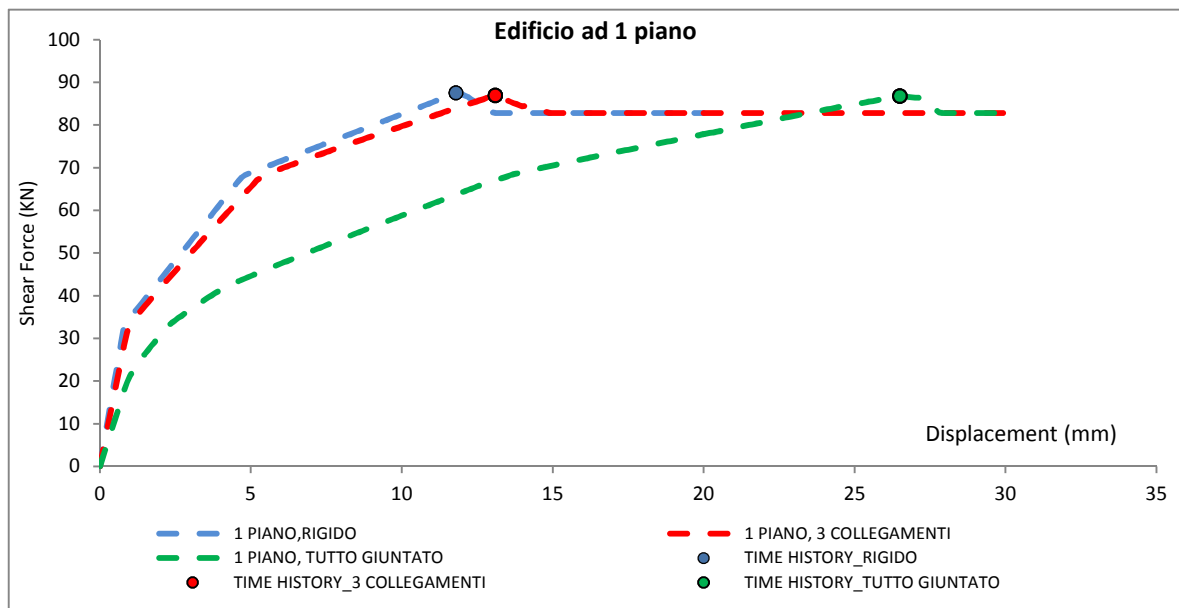
Analisi effettuate:

- 4 diverse configurazioni di piani: 1, 3, 5, 7;
- 3 diverse configurazioni di giunti verticali: nessuno (edificio rigido), 3, edificio tutto giuntato (un giunto ogni 1.25m);
- 2 analisi di pushover (distribuzione proporzionale alle forze di piano e distribuzione proporzionale alle masse) per ogni configurazione;
- 3 analisi di time history (3 accelerogrammi) per ogni configurazione a PGA di quasi rottura e ulteriori analisi non significative a PGA minori e maggiori per individuare la PGA di rottura;
- 20 analisi ulteriori con variazione del numero di angolari.
- TOTALE ANALISI SIGNIFICATIVE: 80.

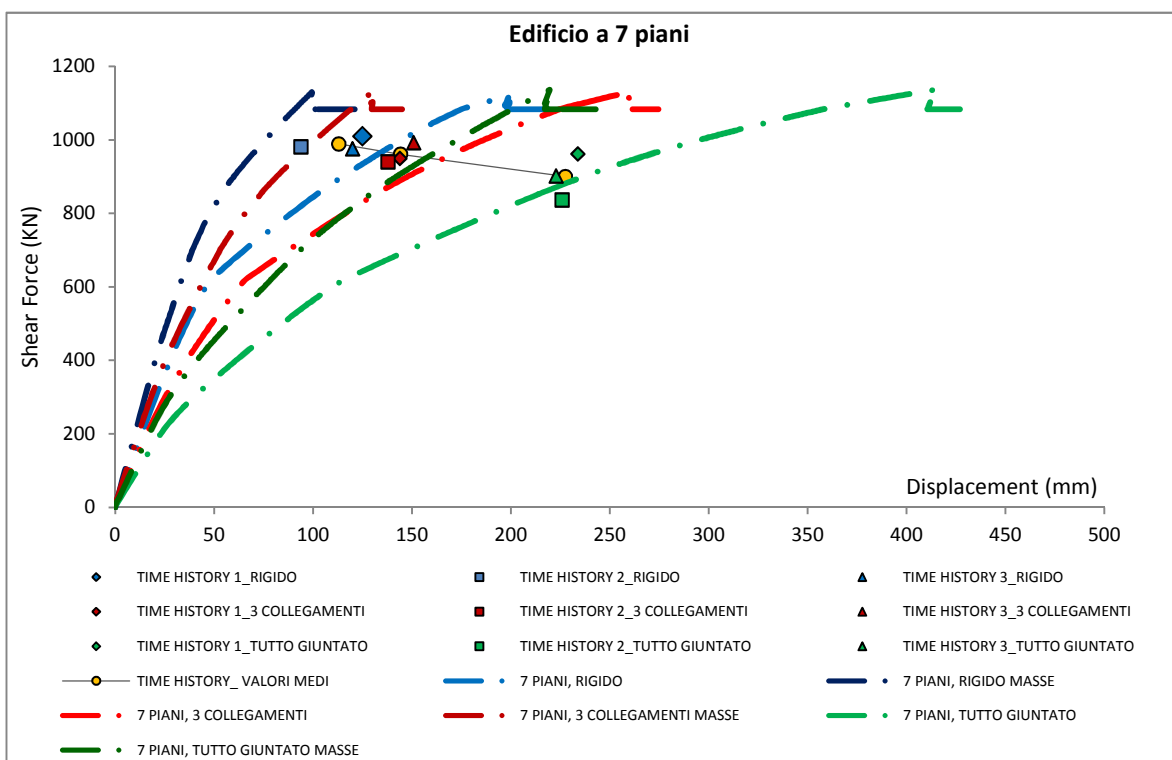
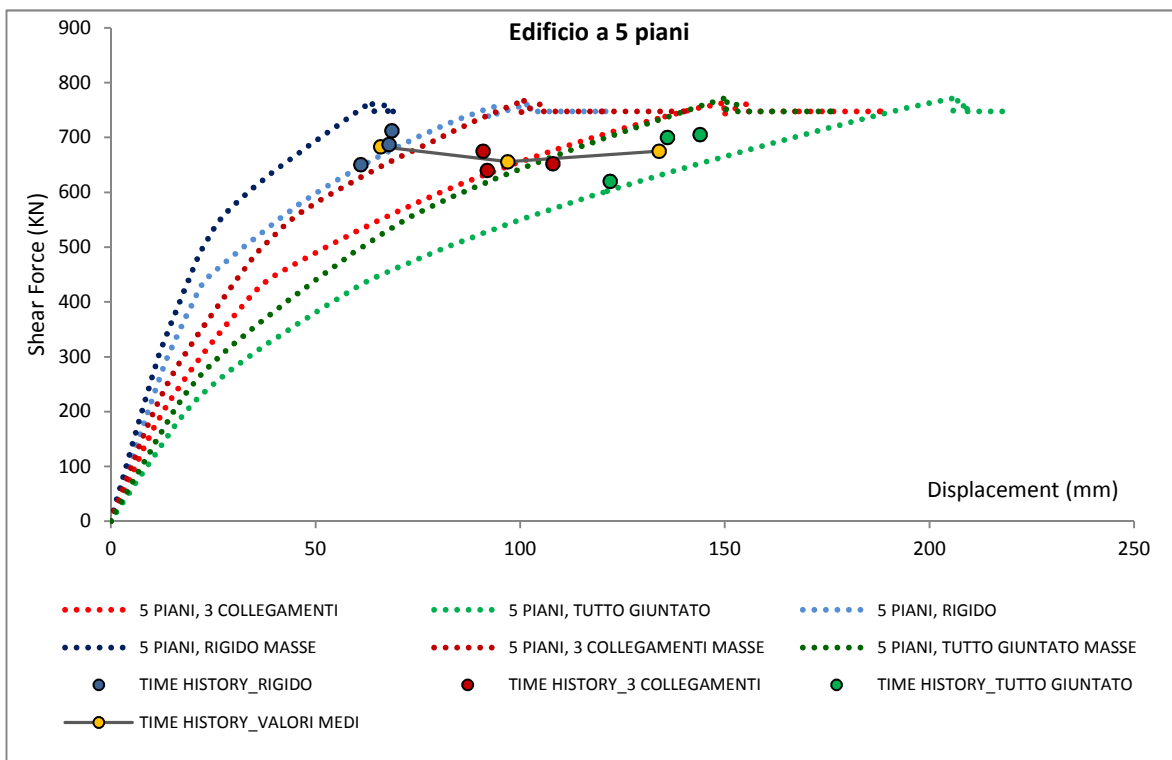


ANALISI STATICHE NON LINEARI

Si riportano in seguito le curve di capacità dell'edificio suddivise per piano e il confronto con i valori delle time history a PGA di quasi rottura. Le curve presentano in ascissa il valore dello spostamento orizzontale in mm del punto di controllo, scelto alla sommità dell'edificio, in ordinata il valore del taglio alla base dell'edificio in KN. Si riportano quindi le tabelle riassuntive riguardanti i periodi propri di vibrazione dell'edificio ricavati con la procedura di pushover e i fattori di struttura ottenuti secondo la procedura precedentemente illustrata.



Grafici 8.1 Curve di pushover per le diverse configurazioni di piano. In ascissa taglio alla base [kN], in ordinata spostamento in sommità [mm]. Il termine “masse” indica la distribuzione di forze proporzionale alle masse di piano, le restanti curve si riferiscono alla distribuzione proporzionale alle forze sismiche.



Grafici 8.2 Curve di pushover per le diverse configurazioni di piano. In ascissa taglio alla base [KN], in ordinata spostamento in sommità [mm]. Il termine “masse” indica la distribuzione di forze proporzionale alle masse di piano, le restanti curve si riferiscono alla distribuzione proporzionale alle forze sismiche.

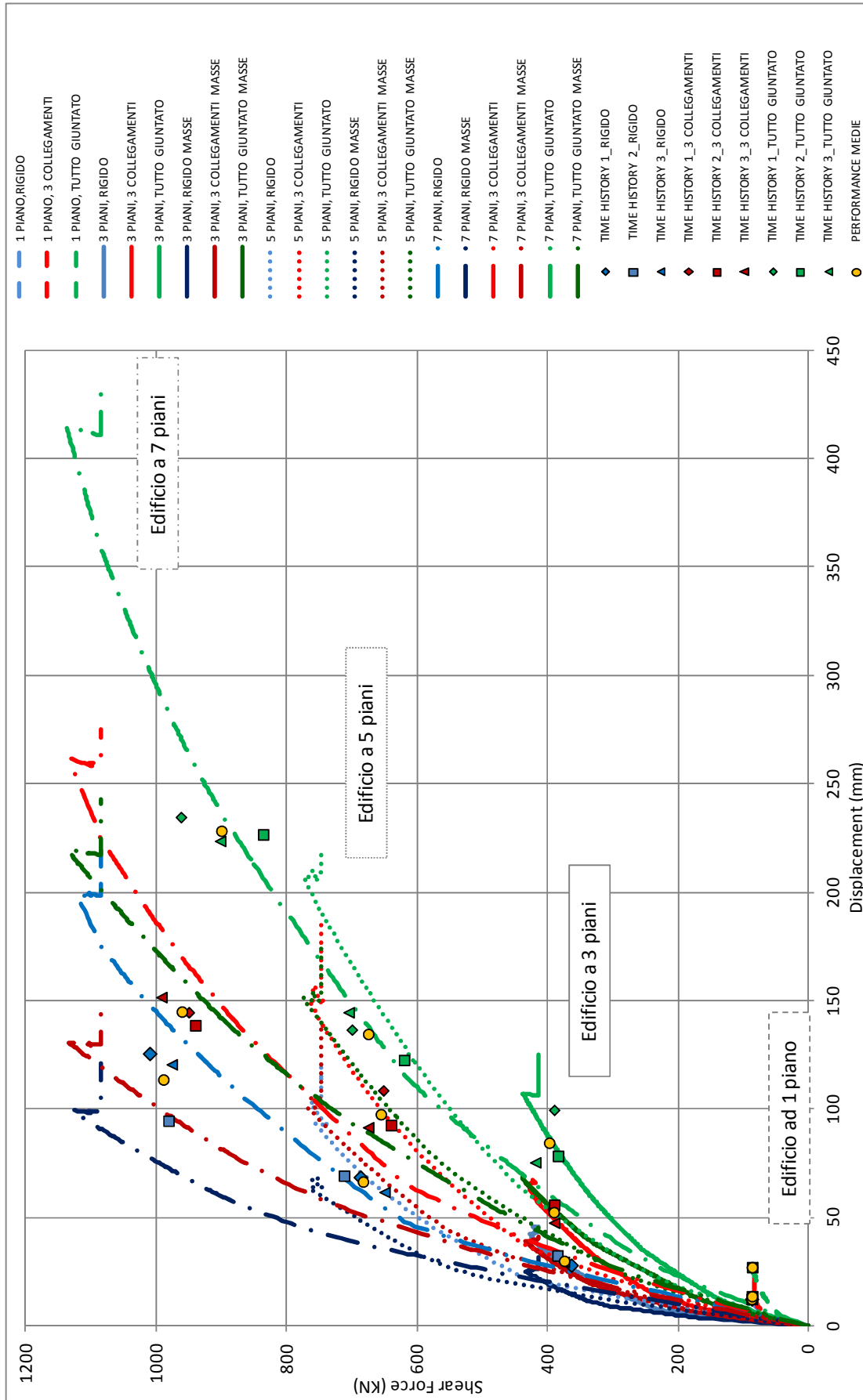


Grafico 8.3 Curve di pushover per l'edificio test n.1

PERIODO PROPRIO T PUSHOVER	SISTEMA RIGIDO		3 COLLEGAMENTI		TUTTO GIUNTATO	
	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE
1 PIANO	0,181		0,190		0,250	
3 PIANI	0,263	0,214	0,307	0,308	0,400	0,414
5 PIANI	0,380	0,299	0,537	0,464	0,638	0,576
7 PIANI	0,518	0,495	0,68	0,595	0,828	0,735

Tab. 8.1 Valori del periodo proprio in sec. ricavati con la procedura di Pushover per l'edificio test n.1

FATTORE STRUTTURA q PUSHOVER	SISTEMA RIGIDO		3 COLLEGAMENTI		TUTTO GIUNTATO	
	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE	DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE
1 PIANO	2,87		3,16		3,75	
3 PIANI	3,35	3,06	3,71	3,33	4,31	3,81
5 PIANI	3,48	2,97	3,67	3,92	4,63	4,45
7 PIANI	3,74	3,01	4,17	3,68	4,90	4,69

Tab. 8.2 Valori del fattore di struttura ricavato con la procedura di Pushover per l'edificio test n.1

ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

Si riportano i risultati ottenuti dalle analisi di time-history, sintetizzati in due tabelle indicanti il periodo proprio di vibrazione ottenuto dal software, i valori delle PGA di quasi collasso e il valore del fattore di struttura ottenuto, per ogni simulazione, come rapporto tra PGA di quasi collasso e PGA di progetto.

<i>PERIODO T TIME HISTORY</i>	SISTEMA RIGIDO	3 COLLEGAMENTI	TUTTO GIUNTATO
1 PIANO	0,124	0,136	0,174
3 PIANI	0,242	0,300	0,412
5 PIANI	0,407	0,474	0,585
7 PIANI	0,593	0,654	0,800

Tab. 8.3 Valori del periodo proprio di vibrazione in sec. ricavati dal modello agli elementi finiti.

<i>PGA quasi- rottura [g]</i>	SISTEMA RIGIDO			3 COLLEGAMENTI			TUTTO GIUNTATO		
	EARTHQ. 1	EARTHQ. 2	EARTHQ. 3	EARTHQ. 1	EARTHQ. 2	EARTHQ. 3	EARTHQ. 1	EARTHQ. 2	EARTHQ. 3
1 PIANO	0,45	0,50	0,42	0,45	0,55	0,45	0,50	0,57	0,46
3 PIANI	0,52	0,58	0,50	0,58	0,62	0,55	0,70	0,73	0,68
5 PIANI	0,55	0,60	0,57	0,68	0,76	0,68	0,84	0,90	0,80
7 PIANI	0,70	0,80	0,75	0,82	0,90	0,75	0,95	1,00	0,95

Tab. 8.4 Valori delle PGA di quasi-collasso in g.

<i>FATTORE STRUTTURA q TIME HISTORY</i>	SISTEMA RIGIDO			3 COLLEGAMENTI			TUTTO GIUNTATO		
	EARTHQ. 1	EARTHQ. 2	EARTHQ. 3	EARTHQ. 1	EARTHQ. 2	EARTHQ. 3	EARTHQ. 1	EARTHQ. 2	EARTHQ. 3
1 PIANO	2,06	2,29	1,92	2,06	2,51	2,06	2,29	2,61	2,10
3 PIANI	2,80	3,12	2,69	3,12	3,33	2,96	3,76	3,93	3,66
5 PIANI	2,96	3,23	3,07	3,66	4,09	3,66	4,52	4,84	4,30
7 PIANI	3,76	4,30	4,03	4,41	4,84	4,03	5,11	5,38	5,11

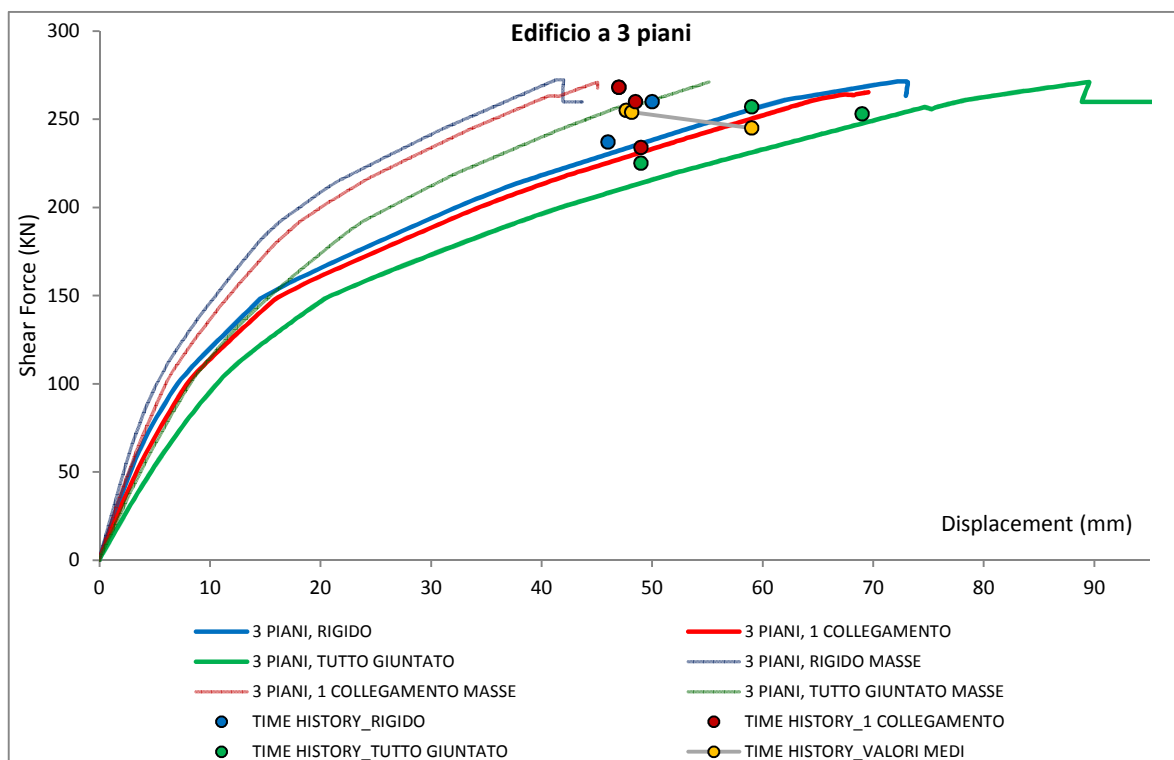
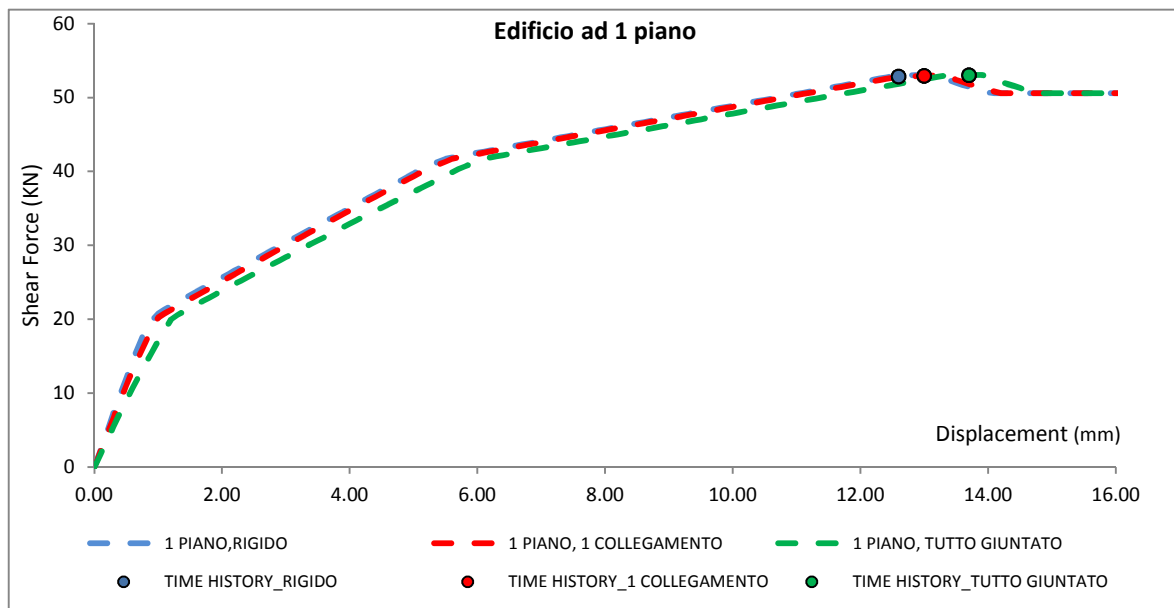
Tab. 8.5 Valori del fattore di struttura

Edificio test tipo 2: PARETE LATERALE*Lunghezza = 8.75m*

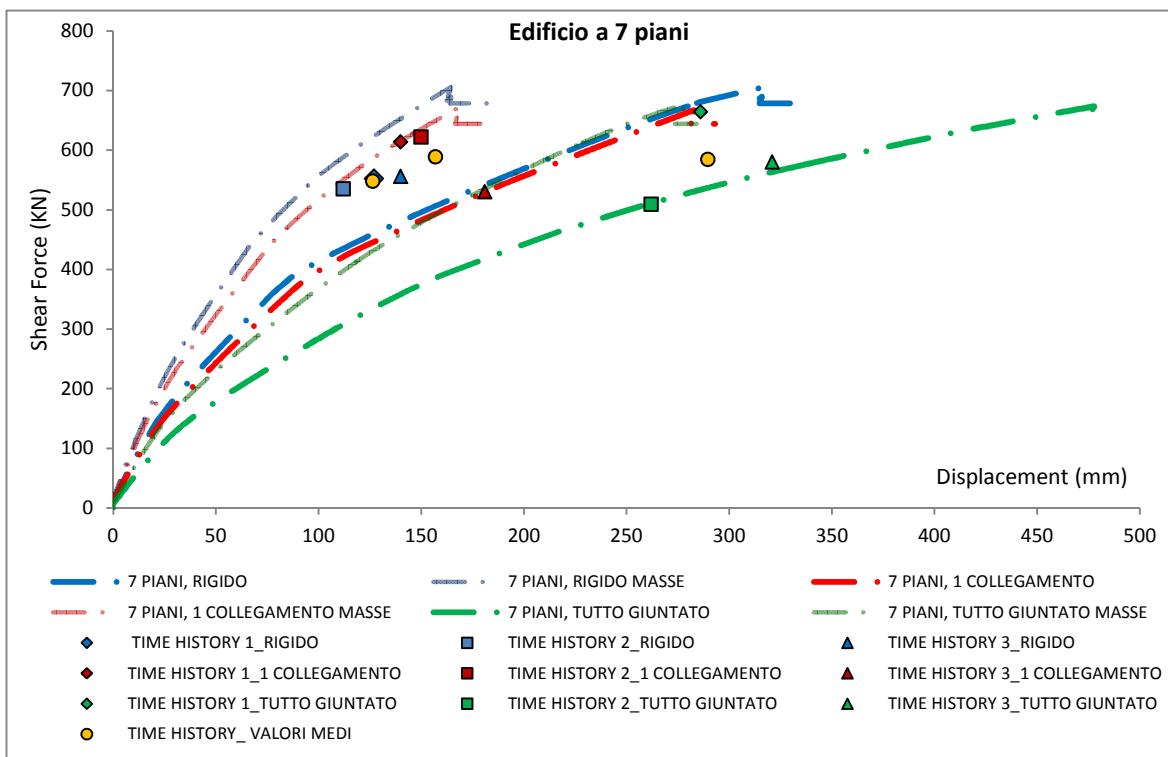
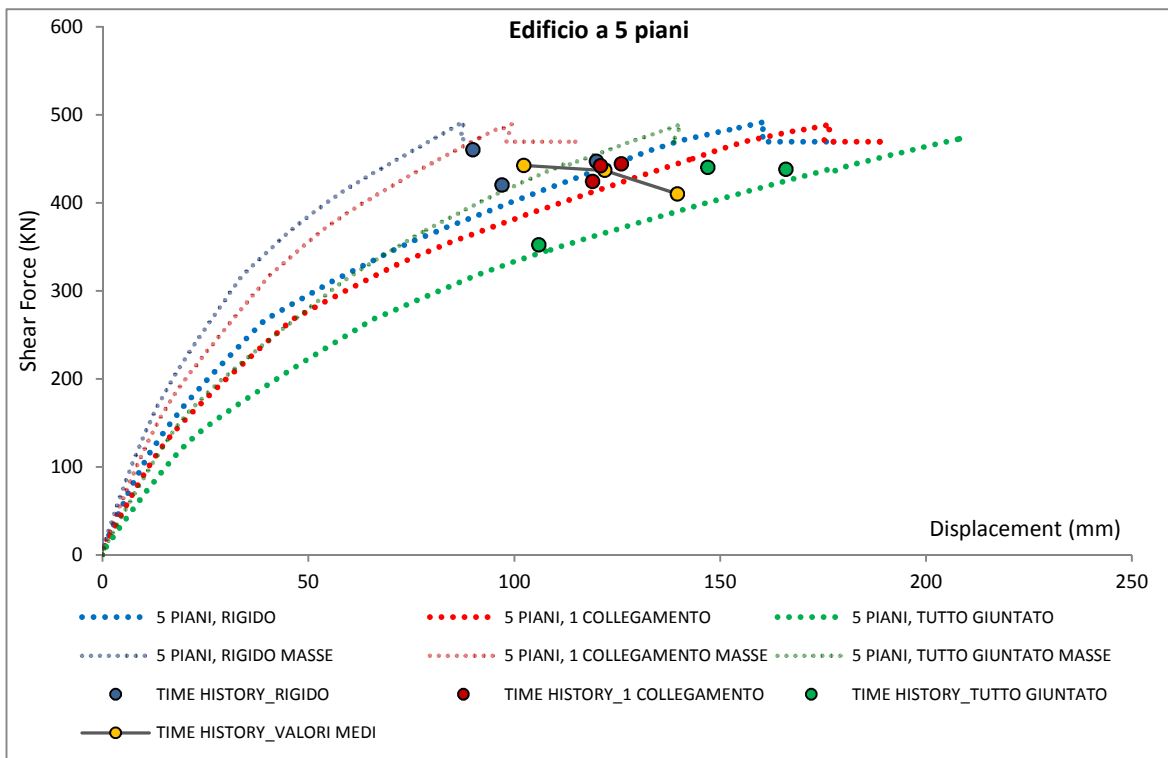
Analisi effettuate:

- 4 diverse configurazioni di piani: 1, 3, 5, 7;
- 3 diverse configurazioni di giunti verticali: nessuno (edificio rigido), 1, edificio tutto giuntato (un giunto ogni 1.25m);
- 2 criteri di dimensionamento per i casi con almeno un giunto: Hold down presso ogni giunto (dimensionamento tipo B) e Hold down solo alle estremità (dimensionamento tipo A);
- 2 analisi di pushover (distribuzione proporzionale alle forze di piano e distribuzione proporzionale alle masse) per ogni configurazione;
- 3 analisi di time history (3 accelerogrammi) per ogni configurazione, a PGA di quasi rottura e ulteriori analisi non significative a PGA minori e maggiori per individuare la PGA di rottura.
- 20 analisi ulteriori con variazione del numero di angolari.
- TOTALE ANALISI SIGNIFICATIVE: 120.

Vengono di seguito riportate le curve di capacità suddivise per configurazione di piano e le tabelle riassuntive dei risultati. Dai risultati si nota la somiglianza tra il comportamento degli edifici calcolati secondo i due diversi criteri, A e B. Si può quindi fin da subito affermare che il fattore di struttura non dipende strettamente da questo tipo di differenza nel dimensionamento, ovvero che edifici con hold down presso ogni giunto e giunti più morbidi hanno un comportamento simile ad edifici con meno hold down ma con giunti più rigidi. Tale conclusione però è valida se la resistenza congiunta di hold down e collegamenti verticali fornisce in entrambi i casi un momento stabilizzante complessivo non inferiore a quello instabilizzante, ovvero se si progetta sovradimensionando la resistenza al ribaltamento. Nei casi studiati, essendo stati svolti i dimensionamenti in modo da coinvolgere tutte le connessioni alla resistenza globale dell'edificio, un eventuale sovradimensionamento degli hold down o dei giunti verticali ha mantenuto invariata la PGA di quasi collasso, avvenendo il collasso principalmente per crisi dei collegamenti a taglio del piano terra. Si vedrà in seguito come un sottodimensionamento delle connessioni, in particolare degli angolari, causi invece un calo sensibile del fattore di struttura. In seguito sono riportate le curve di capacità relative al caso A e le tabelle con le informazioni su entrambi i casi.



Grafici 8.4 Curve di pushover per le diverse configurazioni di piano. In ascissa taglio alla base [kN], in ordinata spostamento in sommità [mm]. Il termine "masse" indica la distribuzione di forze proporzionale alle masse di piano, le restanti curve si riferiscono alla distribuzione proporzionale alle forze sismiche.



Grafici 8.5 Curve di pushover per le diverse configurazioni di piano. In ascissa taglio alla base [KN], in ordinata spostamento in sommità [mm]. Il termine “masse” indica la distribuzione di forze proporzionale alle masse di piano, le restanti curve si riferiscono alla distribuzione proporzionale alle forze sismiche.

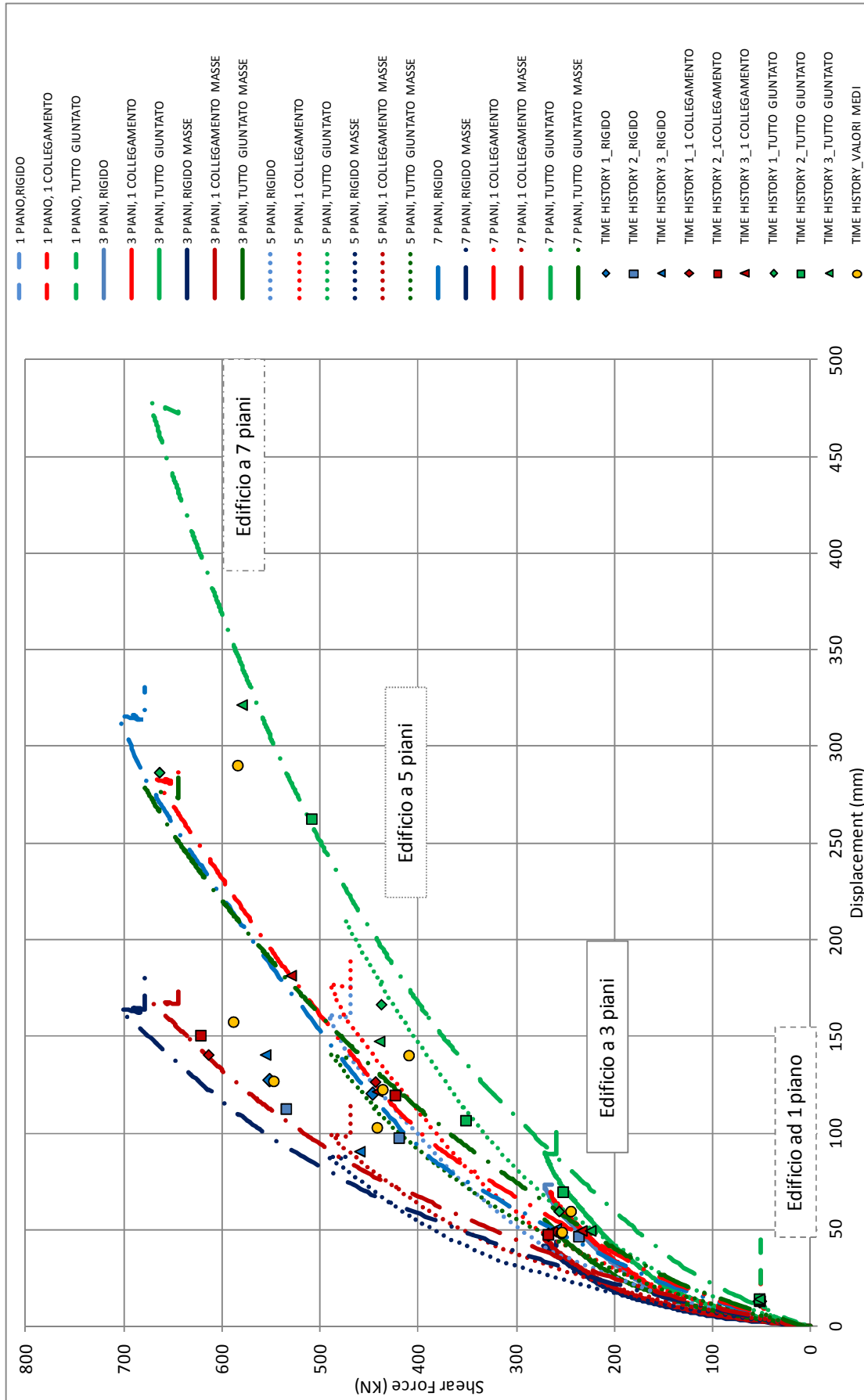


Grafico 8.6 Curve di pushover per l'edificio test n.2

<i>PERIODO T PUSHOVER</i>	SISTEMA RIGIDO		1 COLLEGAMENTO		TUTTO GIUNTATO	
	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE</i>
1 PIANO A	0,194		0,197		0,194	
1 PIANO B			0,217		0,309	
3 PIANI A	0,298	0,299	0,312	0,311	0,349	0,343
3 PIANI B			0,315	0,328	0,448	0,435
5 PIANI A	0,521	0,444	0,553	0,473	0,652	0,578
5 PIANI B			0,581	0,507	0,672	0,603
7 PIANI A	0,7	0,593	0,74	0,638	0,988	0,846
7 PIANI B			0,75	0,648	0,916	0,81

Tab. 8.6 Valori del periodo proprio di vibrazione in sec. ricavati con la procedura di Pushover per l'edificio test n.2

<i>FATTORE STRUTTURA q PUSHOVER</i>	SISTEMA RIGIDO		1 COLLEGAMENTO		TUTTO GIUNTATO	
	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE FORZE</i>	<i>DISTRIBUZIONE PROPORZIONALE ALLE MASSE</i>
1 PIANO A	2,96		2,96		3,3	
1 PIANO B			3,03		3,26	
3 PIANI A	4,13	3,2	4,06	3,09	4,22	3,48
3 PIANI B			4,47	3,21	4,3	3,26
5 PIANI A	4,29	3,77	4,53	4,03	4,84	4,49
5 PIANI B			4,45	3,92	4,95	4,37
7 PIANI A	4,73	4,09	4,83	4,15	4,82	4,57
7 PIANI B			4,74	4,29	4,76	4,44

Tab. 8.7 Valori del fattore di struttura ricavati con la procedura di Pushover per l'edificio test n.2

ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

<i>PERIODO T TIME HISTORY</i>	SISTEMA RIGIDO	1 COLLEGAMENTO	TUTTO GIUNTATO
1 PIANO A	0,136	0,142	0,158
1 PIANO B		0,147	0,186
3 PIANI A	0,277	0,303	0,362
3 PIANI B		0,321	0,412
5 PIANI A	0,465	0,505	0,605
5 PIANI B		0,534	0,638
7 PIANI A	0,746	0,784	0,966
7 PIANI B		0,806	0,962

Tab. 8.8 Valori del periodo proprio di vibrazione in sec. ricavati dal modello agli elementi finiti.

<i>PGA rottura TIME HISTORY</i>	SISTEMA RIGIDO			1 COLLEGAMENTO			TUTTO GIUNTATO		
	EARTHQ.1	EARTHQ.2	EARTHQ.3	EARTHQ.1	EARTHQ.2	EARTHQ.3	EARTHQ.1	EARTHQ.2	EARTHQ.3
1 PIANO A	0,4	0,5	0,4	0,4	0,5	0,4	0,4	0,5	0,4
1 PIANO B				0,41	0,5	0,41	0,43	0,52	0,42
3 PIANI A	0,57	0,65	0,55	0,55	0,62	0,6	0,5	0,63	0,62
3 PIANI B				0,55	0,6	0,6	0,7	0,8	0,62
5 PIANI A	0,75	0,82	0,75	0,78	0,85	0,8	0,85	0,84	0,75
5 PIANI B				0,88	0,95	0,84	0,8	0,93	0,8
7 PIANI A	0,7	0,73	0,7	0,75	0,8	0,78	0,88	0,9	1,1
7 PIANI B				0,78	0,8	0,78	0,85	1	1

Tab. 8.9 Valori delle PGA di quasi-collasso in g

<i>q - TIME HISTORY</i>	SISTEMA RIGIDO			1 COLLEGAMENTO			TUTTO GIUNTATO		
	EARTHQ.1	EARTHQ.2	EARTHQ.3	EARTHQ1	EARTHQ.2	EARTHQ.3	EARTHQ1	EARTHQ.2	EARTHQ.3
1 PIANO A	2,29	2,86	2,29	2,29	2,86	2,29	2,29	2,86	2,29
1 PIANO B				2,34	2,86	2,34	2,46	2,97	2,40
3 PIANI A	3,26	3,71	3,14	3,14	3,54	3,43	2,86	3,60	3,54
3 PIANI B				3,14	3,43	3,43	4,00	4,57	3,54
5 PIANI A	4,29	4,69	4,29	4,46	4,86	4,57	4,86	4,80	4,29
5 PIANI B				5,03	5,43	4,80	4,57	5,31	4,57
7 PIANI A	4,00	4,17	4,00	4,29	4,57	4,46	5,03	5,14	6,29
7 PIANI B				4,46	4,57	4,46	4,86	5,71	5,71

Tab.8.10 Valori del fattore di struttura

Risultati finali: 200 ANALISI RITENUTE SIGNIFICATIVE
NEL TOTALE DELLE ANALISI SVOLTE.

I risultati illustrati per ogni caso di studio sono stati sintetizzati tramite il loro valore medio e il loro valore minimo per ottenere due stime finali del fattore di struttura.

PARETE TEST N.1: facciata principale



FATTORE STRUTTURA q	SISTEMA RIGIDO			3 COLLEGAMENTI			TUTTO GIUNTATO		
	PUSH	TH	MINIMI	PUSH	TH	MINIMI	PUSH	TH	MINIMI
1 PIANO	2,87	2,09	1,92	3,16	2,21	2,06	3,75	2,33	2,10
3 PIANI	3,21	2,87	2,69	3,52	3,14	2,96	4,06	3,78	3,66
5 PIANI	3,23	3,08	2,96	3,80	3,80	3,66	4,54	4,55	4,30
7 PIANI	3,38	4,03	3,01	3,93	4,43	3,68	4,80	5,20	4,69

PARETE TEST N.2-A: parete laterale



FATTORE STRUTTURA q	SISTEMA RIGIDO			1 COLLEGAMENTO			TUTTO GIUNTATO		
	PUSH	TH	MINIMI	PUSH	TH	MINIMI	PUSH	TH	MINIMI
1 PIANO	2,96	2,48	2,29	2,96	2,48	2,29	3,30	2,48	2,29
3 PIANI	3,67	3,37	3,14	3,58	3,37	3,09	3,85	3,33	2,86
5 PIANI	4,03	4,42	3,77	4,28	4,63	4,03	4,67	4,65	4,29
7 PIANI	4,41	4,06	4,00	4,49	4,44	4,15	4,70	5,49	4,57

PARETE TEST N.2-B: parete laterale



FATTORE STRUTTURA q	SISTEMA RIGIDO			1 COLLEGAMENTO			TUTTO GIUNTATO		
	PUSH	TH	MINIMI	PUSH	TH	MINIMI	PUSH	TH	MINIMI
1 PIANO	2,96	2,48	2,29	3,03	2,51	2,34	3,26	2,61	2,40
3 PIANI	3,67	3,37	3,14	3,84	3,33	3,14	3,78	4,04	3,26
5 PIANI	4,03	4,42	3,77	4,19	5,09	3,92	4,66	4,82	4,37
7 PIANI	4,41	4,06	4,00	4,52	4,50	4,29	4,60	5,43	4,44

Le analisi numeriche svolte hanno confermato i valori del fattore di struttura proposto in letteratura dall'attuale ricerca scientifica, relativi al caso di edifici a tre piani, regolari, con due giunti verticali, i quali si attestano attorno a 3. Questo valore è stato ricavato nei diversi articoli sia tramite modellazione bidimensionale che tridimensionale e usando elementi finiti truss lineari per i pannelli e non lineari per le connessioni oppure elementi shell per i pannelli e macroelementi per le connessioni. Tale risultato è stato confermato anche dalle prove sismiche su tavole vibrante di edificio a tre piani, con dimensioni in pianta pari a 7x7m e altezza pari a 10m, con due giunti verticali, svolte dall'istituto CNR IVALLSA in collaborazione con il NIED (National Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Giappone), presso Tsukuba nel giugno e luglio del 2006. Tale edificio, dimensionato per resistere ad una PGA pari a 0,35g, è stato sottoposto a 15 terremoti "distruttivi" di seguito, senza subire danni rilevanti, raggiungendo la situazione di quasi collasso per rottura degli hold down alla base, all'applicazione del terremoto di Kobe con PGA pari a 0,9g. I risultati ottenuti da questa prova sismica confermano i valori del fattore di struttura calcolati numericamente dall'Istituto Ivalsa e da questa tesi, mentre il valore 0,9g della PGA di quasi collasso nell'ultima prova deve essere valutato riferendolo ad un edificio già "danneggiato" da numerosi eventi sismici e al quale non sono state eseguite riparazioni preventive.

Le numerose analisi svolte in questo lavoro di tesi hanno avuto l'obiettivo, oltre che di quantificare il fattore di struttura per questa tipologia costruttiva, di valutarne la dipendenza con le caratteristiche geometriche e meccaniche degli edifici studiati. Dai vari risultati sopra riportati si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Il valore del fattore di struttura pari a 2, proposto nelle attuali normative nazionali ed europee per queste tipologie costruttive, risulta essere in molti casi troppo cautelativo e sottostima la reale capacità dissipativa del sistema. Tuttavia tale valore è indicato in modo assoluto e non è collegato né alle caratteristiche geometriche dell'edificio né a quelle meccaniche delle connessioni. Dalle analisi svolte si nota comunque che tale valore è corretto per edifici in XLam ad un piano, con poche connessioni e dunque aventi alte frequenze proprie di vibrazione e bassa capacità dissipativa.
- Il fattore di struttura è strettamente collegato alle caratteristiche geometriche dell'edificio e meccaniche delle connessioni. In particolare si nota come il fattore di struttura aumenti sia all'aumentare del numero di piani che all'aumentare del numero

di giunti verticali. Si può quindi sinteticamente affermare che tale valore possa essere collegato alla quantità di connessioni in acciaio presenti, le quali conferiscono alla struttura la duttilità che il solo pannello in legno non è in grado di offrire al sistema globale.

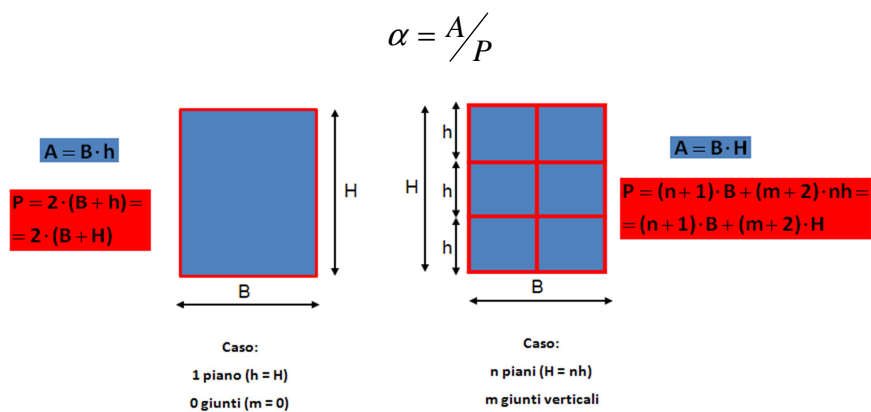
- Si nota una differenza, seppur non molto accentuata, tra le due diverse pareti test studiate. La parete più snella ha sicuramente comportato un aumento delle sollecitazioni negli hold down e un aumento della deformazione per effetto rocking, mentre la parete più tozza ha concentrato le sollecitazioni prevalentemente negli angolari. Nella parete test n.2 si sono ottenuti pertanto risultati un po' più dispersi, rispetto alla parete n.1 ma mediamente più favorevoli. La dipendenza del fattore di struttura dalla snellezza dell'edificio è quindi presente.
- Il fattore di struttura, pur non cambiando per i due diversi tipi di dimensionamento finora presentati, non si esclude possa essere legato ai criteri di calcolo, in particolare al dimensionamento degli angolari. Ulteriori analisi, in seguito riportate, mostrano una stretta dipendenza con questo aspetto.
- La dipendenza dalla regolarità in pianta non è stata studiata in queste analisi perché non esprimibile in un modello bidimensionale. Tuttavia l'irregolarità in altezza dell'ultimo piano, dovuta ad un minor valore della massa rispetto ai piani sottostanti, ha reso necessaria, negli edifici più alti (5 e 7 piani), una verifica delle analisi statiche lineari tramite analisi non lineari, procedendo poi ad una leggera modifica del valore del taglio resistente all'ultimo piano.

Data la variabilità del valore del fattore di struttura, principalmente legata alla quantità di connessioni e alla snellezza del fabbricato, si è ritenuto opportuno studiare un'appropriata legge analitica, basata sui risultati numerici ottenuti, che possa essere applicabile a qualunque edificio in XLam di nuova costruzione, purché regolare in pianta, per ottenere un fattore di struttura idoneo alle proprie caratteristiche.

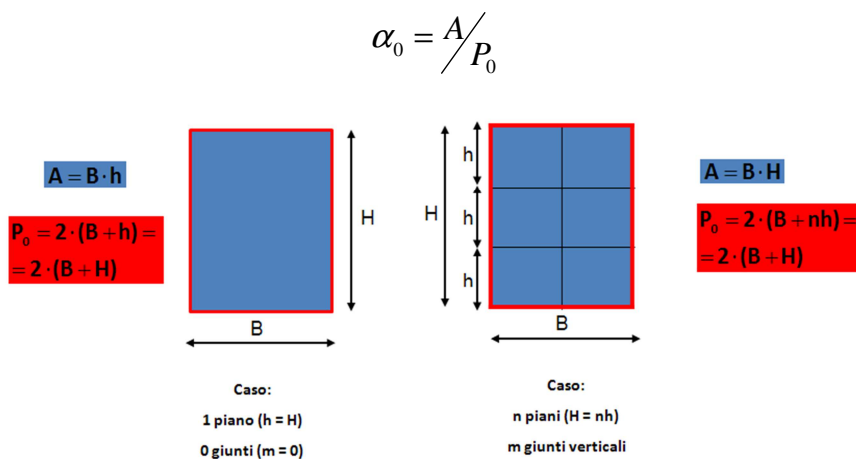
9. Sviluppo dei risultati e proposta di formulazioni analitiche

Le formulazioni analitiche sono state studiate e proposte con lo scopo di ottenere rapidamente un valore del fattore di struttura che possa sintetizzare le reali capacità di dissipare l'energia sismica dell'edificio progettato. Per poter includere la dipendenza del risultato finale dai vari parametri sopra elencati, si è deciso di utilizzare come variabili dell'equazione l'area totale della parete, il perimetro dei pannelli comprensivo di tutte le linee di giunzione e la snellezza λ , indicata in questo caso come rapporto H/L , dove H indica l'altezza della parete e L la larghezza.

Nota la geometria dell'edificio, a n piani e con m giunti verticali, è necessario, per ogni parete, calcolarne l'area totale A e il perimetro P , comprensivo delle linee di giunto; successivamente si calcola il parametro α , con evidenti similitudini al raggio idraulico, come rapporto tra l'area e il perimetro così calcolato.



Si ripete l'operazione trascurando nel calcolo del perimetro le linee di giunto e gli orizzontamenti interni, ovvero calcolando il solo perimetro P_0 della parete. Si ottiene così il valore α_0 pari a:



È ora possibile calcolare il coefficiente β , come rapporto tra α_0 e α , tale dunque da sintetizzare in un unico valore il numero di piani e il numero di giunti, ovvero le linee di connessione. Tale valore può essere messo direttamente in correlazione con il valore finale del fattore di struttura tramite calibrazione con i risultati delle prove numeriche e può essere anch'esso utilizzato per confrontare la maggior capacità dissipativa di ogni edificio, rispetto all'edificio ad un piano senza giunti, avente il valore β unitario e il fattore di struttura q minimo.



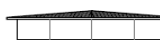

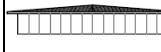



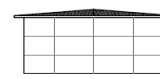

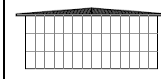



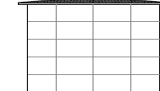

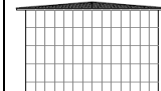

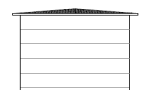





$$\beta = \alpha_0 / \alpha$$



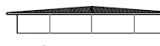







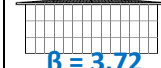



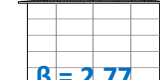

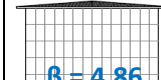

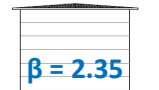

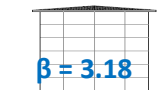

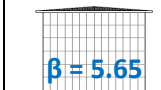

Si nota come tale valore possa essere calcolato direttamente come rapporto tra P e P_0 ; il calcolo del fattore α può comunque dare informazioni sul confronto tra i vari edifici.

In seguito sono riportati i valori di β per tutte le configurazioni studiate nelle analisi e il relativo fattore di struttura minimo ottenuto. La variabilità del fattore di struttura è mostrata nei successivi istogrammi di frequenza, ottenuti con un'ampiezza della classe del fattore di struttura pari a 0,25 e nelle relative distribuzioni normali, rappresentate tramite curva Gaussiana. Vengono riportati solamente i grafici più significativi, mentre per un approfondimento si rimanda all'Appendice A.

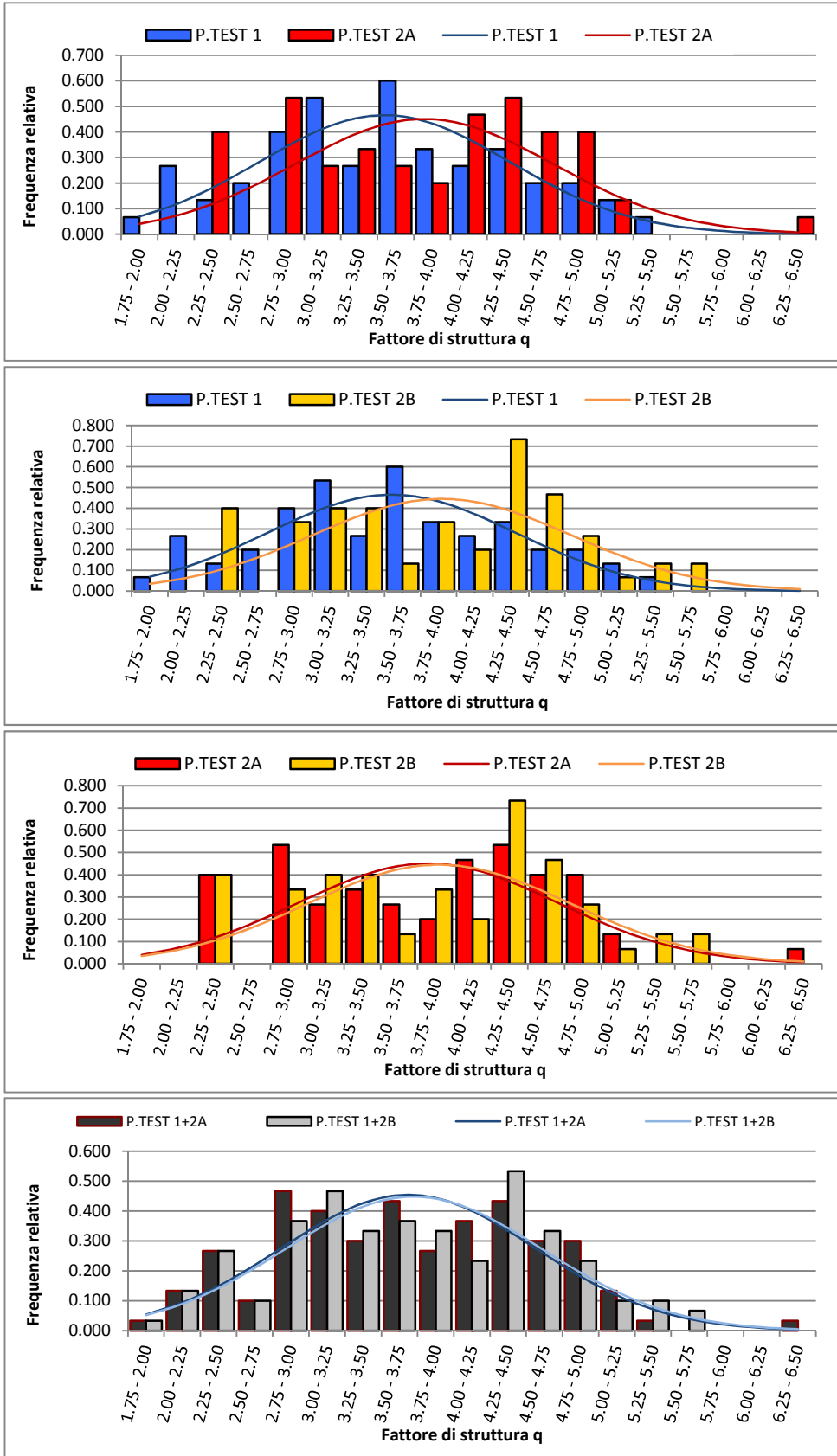
Da questi sviluppi statistici si perviene nuovamente alle conclusioni precedentemente riportate. In particolare si può notare che:

- Negli istogrammi e nelle curve gaussiane relative all'intera famiglia dei risultati (grafici 9.1) il fattore di struttura presenta valori più alti per la parete test n.2, ovvero per la parete più snella, mentre la differenza tra i due dimensionamenti per la parete test n. 2 è minima e trascurabile. Mediamente il fattore di struttura per tutte le analisi svolte si attesta leggermente sopra al valore di 3,50.
- Negli istogrammi e nelle curve gaussiane relative ai risultati complessivi delle pareti test 1 e 2, divisi per 3 intervalli crescenti del parametro β (grafici 9.2), ovvero per β minore di 2, compreso tra 2 e 3 e maggiore di 3, il fattore di struttura cresce con l'aumentare di tale parametro e la parete più snella mostra nuovamente un aumento di q , anche se con risultati mediamente più dispersi (si veda Appendice A).

Tab. 9.1 CONFIGURAZIONI PARETI TEST: Rapporto H/L						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
1 PIANO	 H/L = 0.17	 H/L = 0.35	 H/L = 0.17	 H/L = 0.35	 H/L = 0.17	 H/L = 0.35
3 PIANI	 H/L = 0.52	 H/L = 1.05	 H/L = 0.52	 H/L = 1.05	 H/L = 0.52	 H/L = 1.05
5 PIANI	 H/L = 0.87	 H/L = 1.74	 H/L = 0.87	 H/L = 1.74	 H/L = 0.87	 H/L = 1.74
7 PIANI	 H/L = 1.22	 H/L = 2.44	 H/L = 1.22	 H/L = 2.44	 H/L = 1.22	 H/L = 2.44

Tab. 9.2 CONFIGURAZIONI PARETI TEST: Parametro β e fattore di struttura minimo q						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
1 PIANO	 $\beta = 1.00$ q = 1.92	 $\beta = 1.00$ q = 2.29	 $\beta = 1.22$ q = 2.57	 $\beta = 1.13$ q = 2.34	 $\beta = 1.89$ q = 2.10	 $\beta = 1.65$ q = 2.40
3 PIANI	 $\beta = 1.66$ q = 2.69	 $\beta = 1.49$ q = 3.14	 $\beta = 2.17$ q = 2.96	 $\beta = 1.74$ q = 3.14	 $\beta = 3.72$ q = 3.66	 $\beta = 2.77$ q = 3.26
5 PIANI	 $\beta = 2.07$ q = 2.96	 $\beta = 1.73$ q = 3.77	 $\beta = 2.77$ q = 3.66	 $\beta = 2.05$ q = 3.92	 $\beta = 4.86$ q = 4.30	 $\beta = 3.32$ q = 4.37
7 PIANI	 $\beta = 2.35$ q = 3.01	 $\beta = 1.87$ q = 4.00	 $\beta = 3.18$ q = 3.68	 $\beta = 2.23$ q = 4.29	 $\beta = 5.65$ q = 4.69	 $\beta = 3.65$ q = 4.44

Grafici 9.1 Conteggio complessivo di tutte le analisi svolte (pushover e time-history)

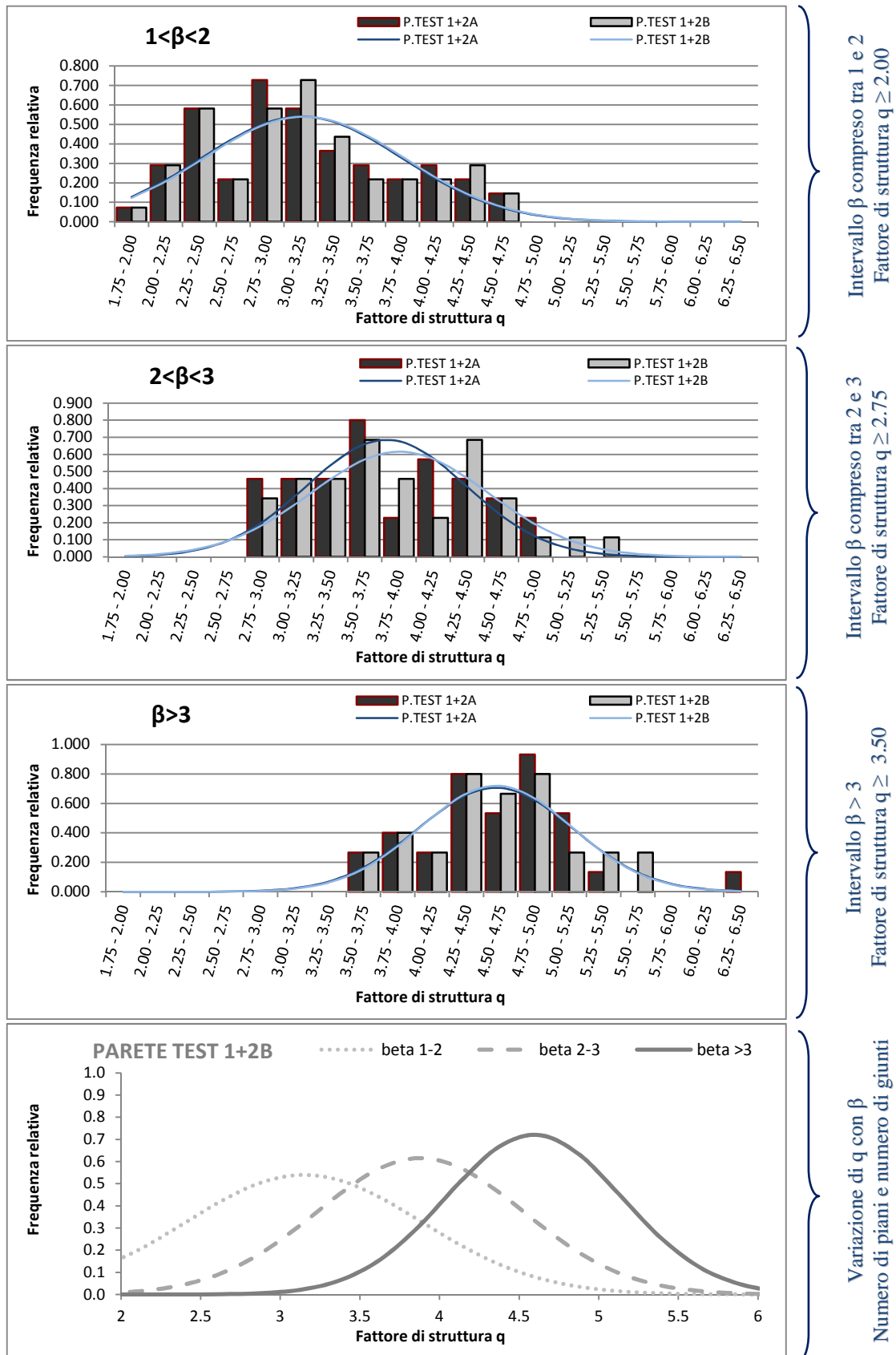


Variazione di q con la snellezza

Variazione trascurabile di q con i criteri di progetto A e B

Media complessivamente ottenuta: $q > 2$ (valore proposto in normativa)

Grafici 9.2 Conteggio per le analisi relative ai tre intervalli del parametro β (pushover e time-history)



Il parametro adimensionale β può ora essere messo in correlazione direttamente al fattore di struttura tramite equazione lineare o esponenziale e due coefficienti q_0 e k calibrati sui risultati delle analisi.

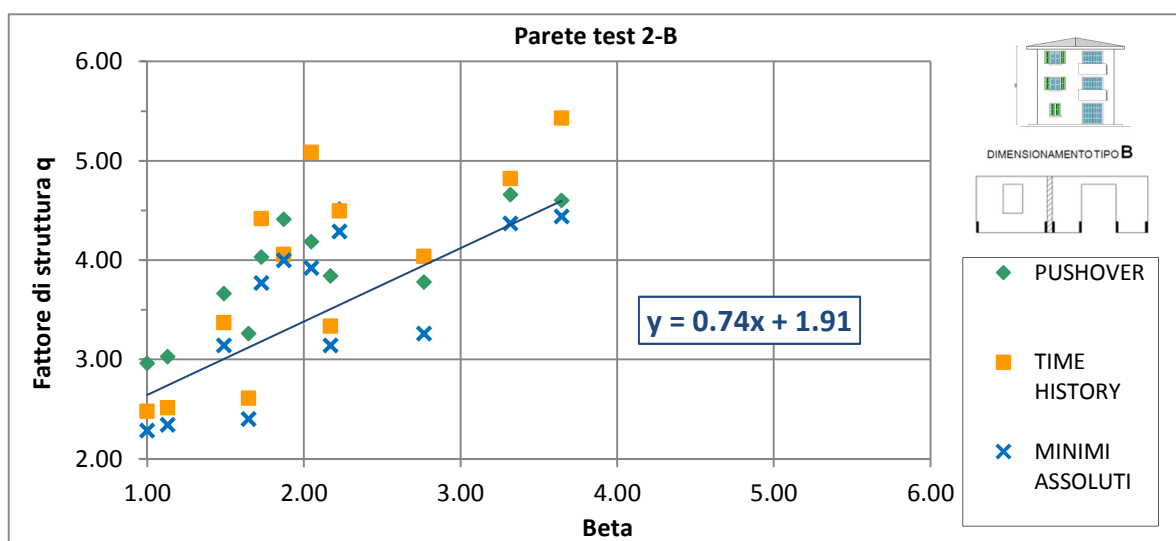
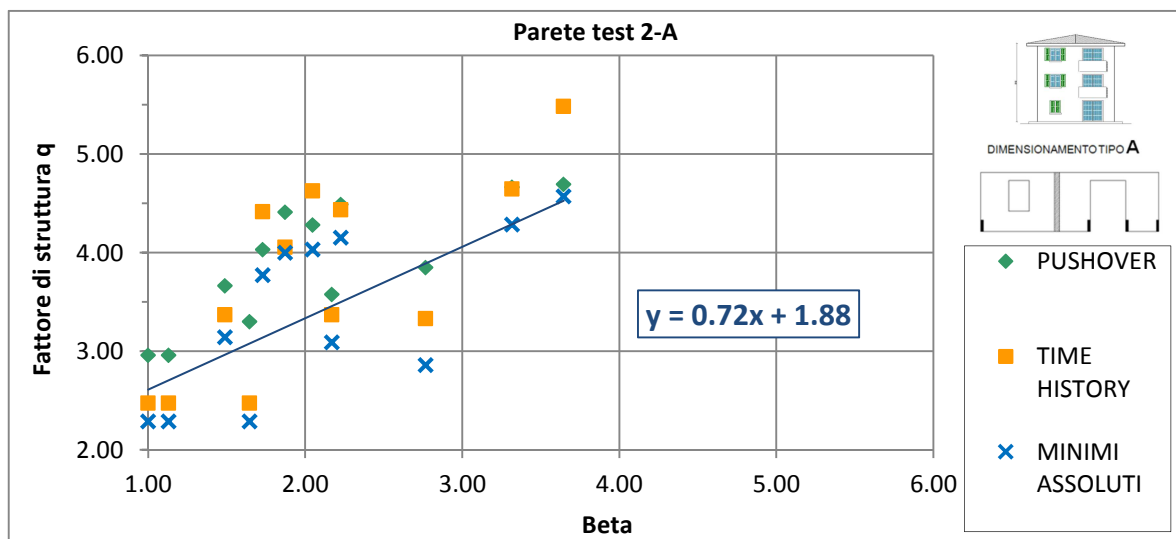
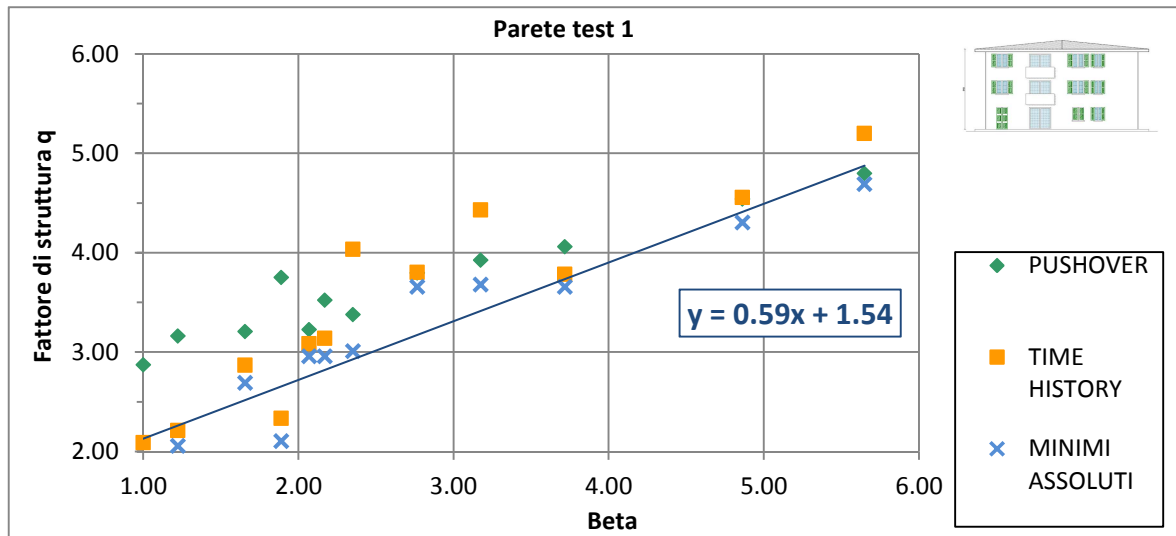
$$q = q_0 \cdot \beta^k \quad \text{FORMULA ESPONENZIALE}$$

$$q = q_0 + k\beta \quad \text{FORMULA LINEARE}$$

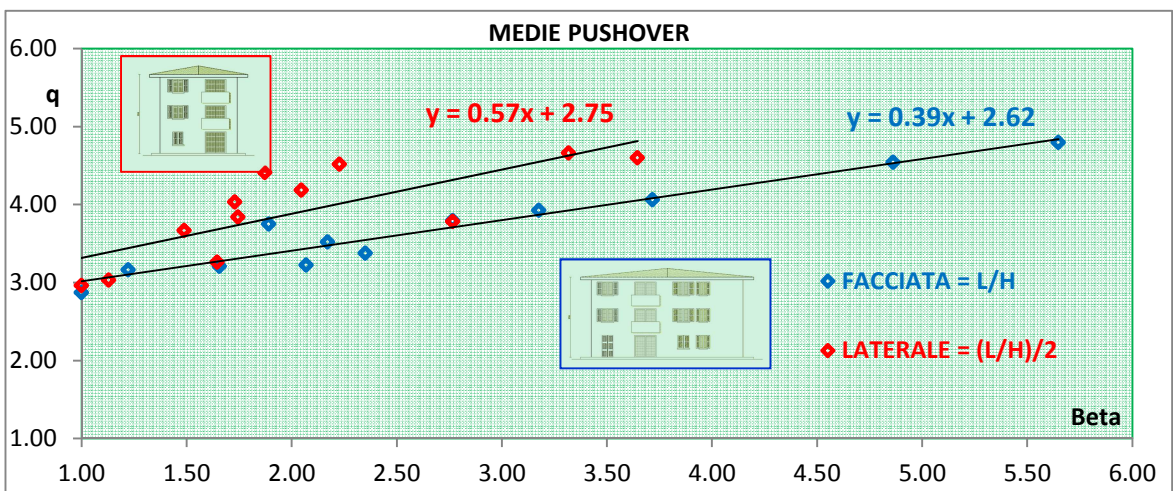
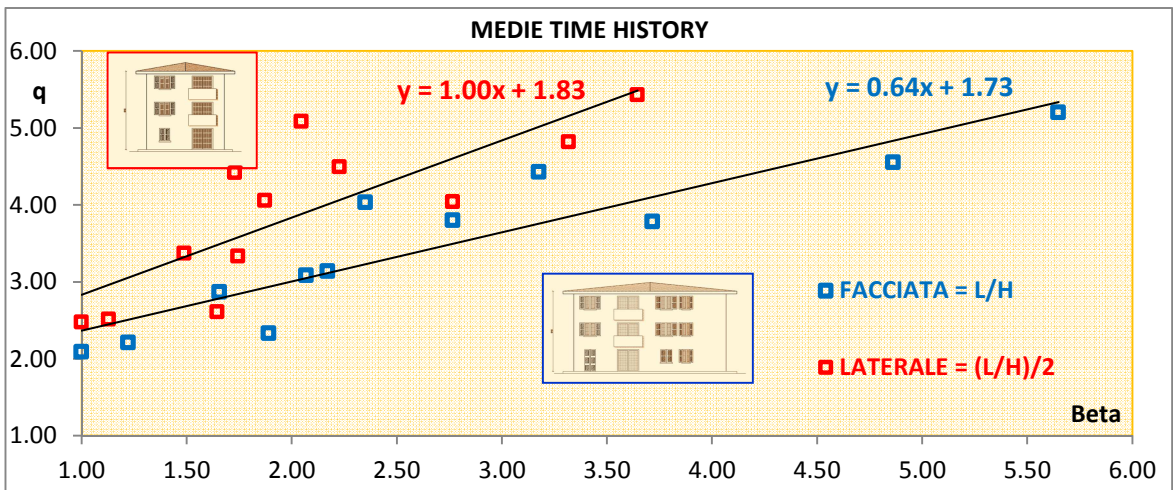
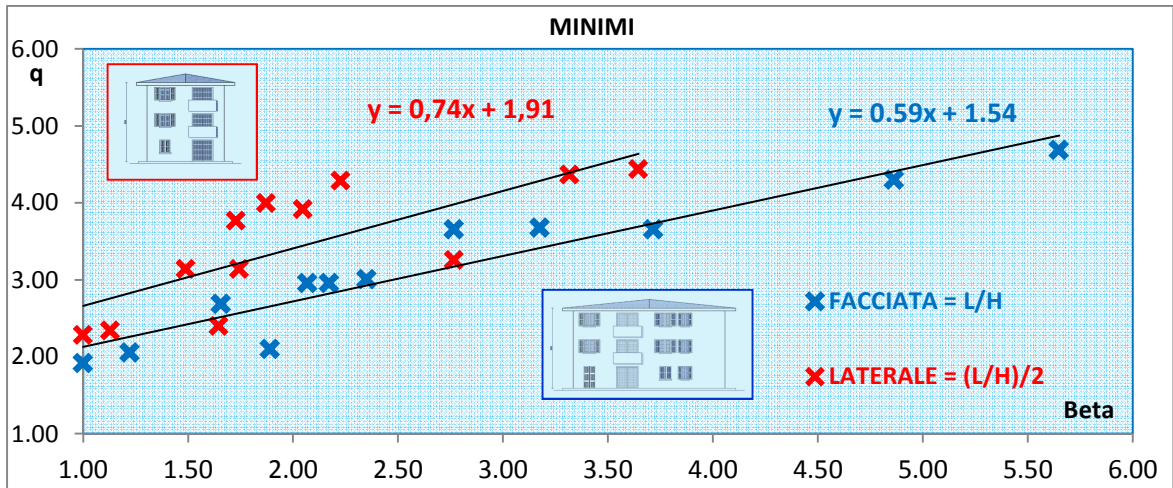
I valori dei fattori di struttura ricavati dalle analisi, diagrammati assieme al valore di β , hanno l'andamento mostrato in seguito, evidentemente crescente e ben rappresentabile da entrambe le funzioni indicate, con valori più dispersi per la parete test n.2 ma mediamente più favorevoli. Si nota infatti come nella parete test n.2, ovvero nella parete snella si siano ottenuti, a parità del coefficiente β , valori del fattore di struttura più alti; il fattore di struttura pari a 4 è stato infatti raggiunto nella parete snella per valori di β minori di 2, mentre per la parete tozza per valori di β maggiori di 3. Le linee di tendenza lineari dei valori minimi, riportate sui grafici, indicano infatti una maggior pendenza della retta per il caso più snello.

Utilizzando per la parete test n.2 solo i risultati del dimensionamento tipo B e sovrapponendoli a quelli della parete test n. 1, si nota inoltre come questi divergano all'aumentare del parametro β . È necessario dunque studiare un'ulteriore relazione che leghi uno dei due coefficienti di calibrazione alla snellezza, che si rappresenterà in seguito come rapporto H/L tra altezza e larghezza.

La procedura analitica si conclude, a favore di sicurezza, arrotondando per difetto il fattore di struttura risultante e limitandolo al valore massimo di 4. Il valore finale analitico del fattore di struttura di calcolo sarà in seguito indicato con il pedice a.



Grafici 9.3 Risultati delle analisi e linea di tendenza dei valori minimi.



Grafici 9.4 Risultati delle analisi e linea di tendenza dei valori.

Formulazione esponenziale.

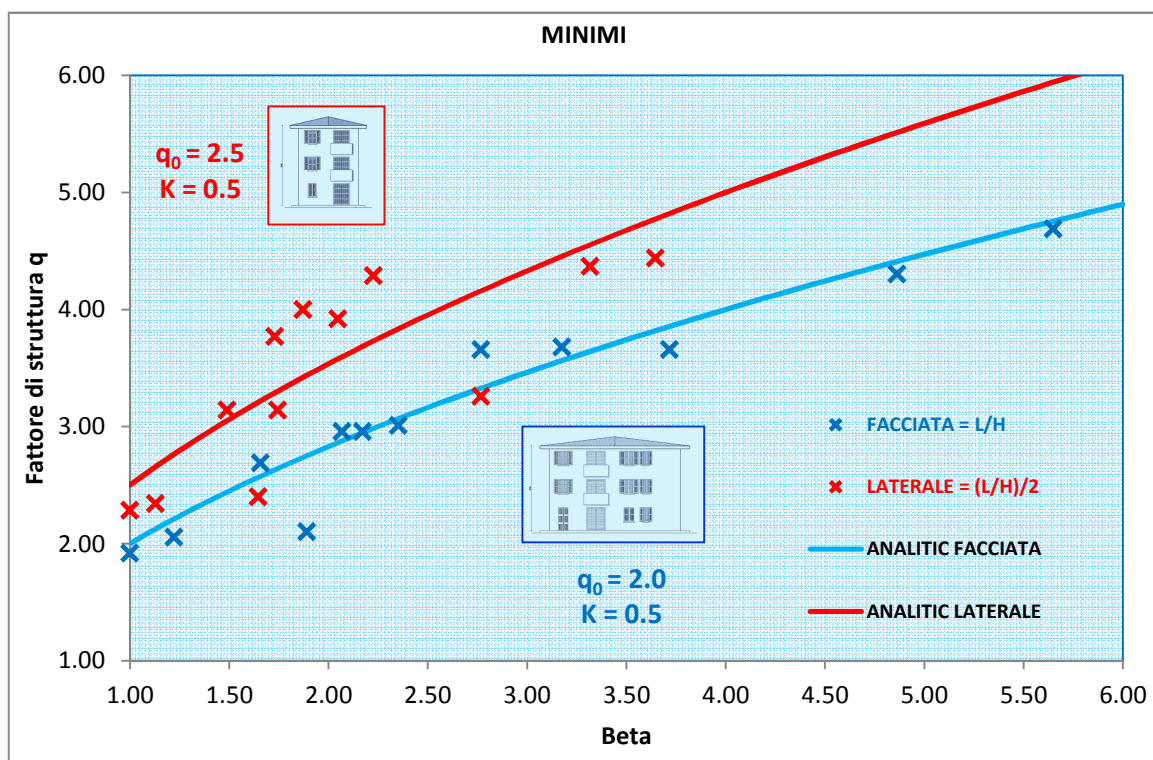
Il primo tipo di formula prevede un andamento esponenziale del fattore di struttura espresso dalla funzione:

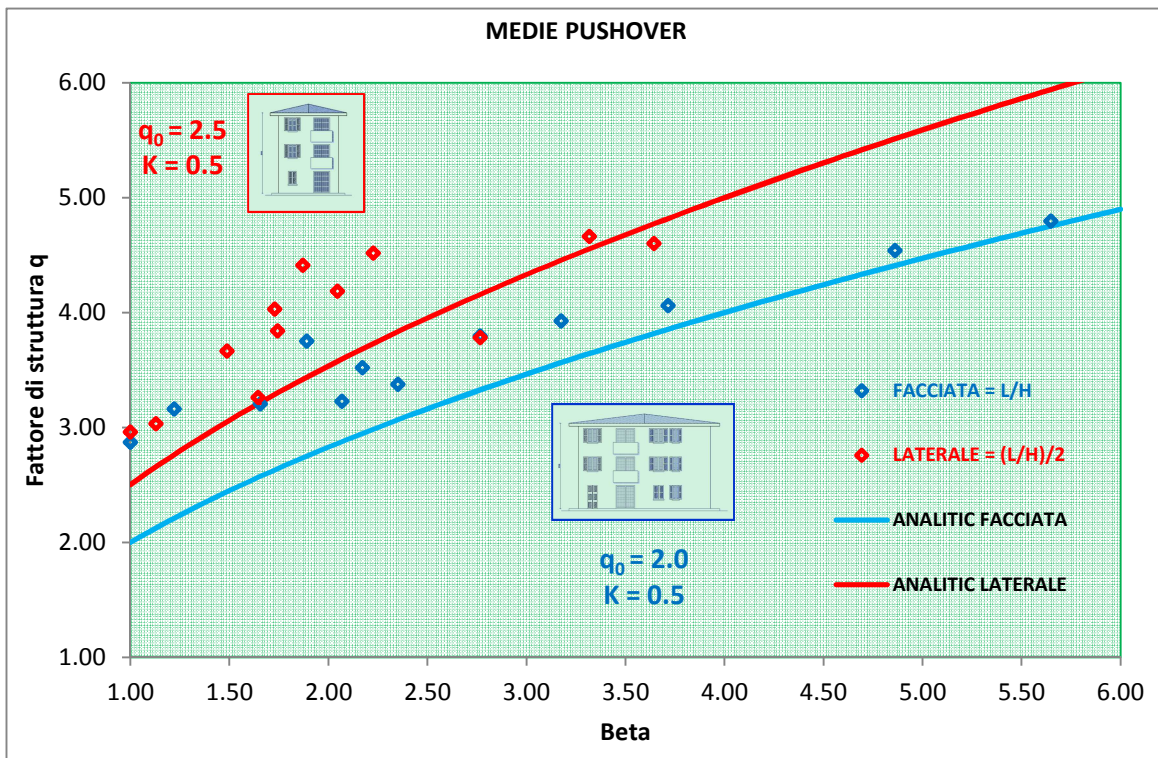
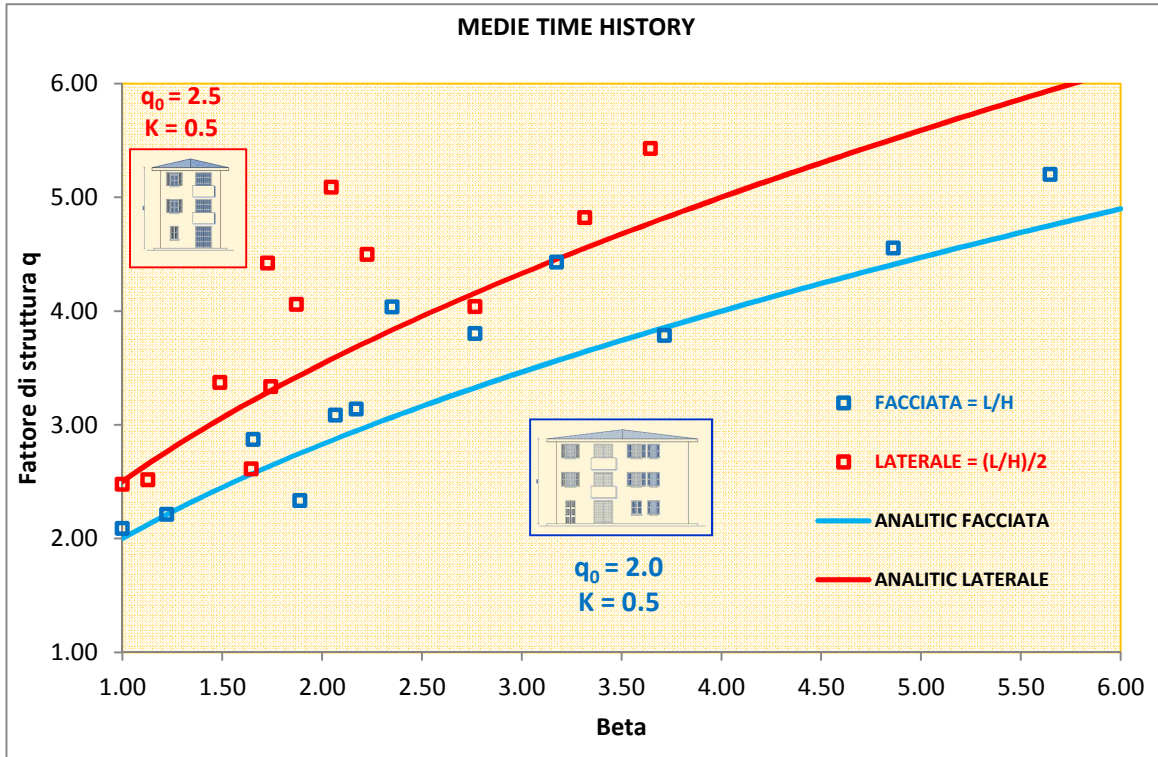
$$q = q_0 \cdot \beta^k.$$

I coefficienti q_0 e k sono stati tarati sulla base delle prove numeriche ed è stato legato solamente il coefficiente moltiplicativo q_0 al rapporto H/L , da scegliere, per edifici a pianta rettangolare, pari a 2.0 per la parete più tozza e 2.5 per la parete più snella, mentre per l'esponente è stata scelta una costante, di valore pari a 0.5. Questo approccio attribuisce meno importanza al rapporto H/L ma consente comunque alla due curve relative ai casi studiati di divergere al crescere di β .















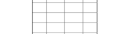





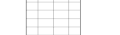



La formula può dunque essere riscritta in modo più compatto come:

$$q = q_0 \cdot \sqrt{\beta}$$





Grafici 9.5 Risultati delle analisi e funzione analitica esponenziale.

Tab. 9.3 FORMULAZIONE ANALITICA ESPONENZIALE						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
1 PIANO						
	$\beta = 1.00$ $q_{\min} = 1.92$ $q_a = 2.00$	$\beta = 1.00$ $q_{\min} = 2.29$ $q_a = 2.50$	$\beta = 1.22$ $q_{\min} = 2.57$ $q_a = 2.20$	$\beta = 1.13$ $q_{\min} = 2.34$ $q_a = 2.60$	$\beta = 1.89$ $q_{\min} = 2.10$ $q_a = 2.70$	$\beta = 1.65$ $q_{\min} = 2.40$ $q_a = 3.20$
3 PIANI						
	$\beta = 1.66$ $q_{\min} = 2.69$ $q_a = 2.50$	$\beta = 1.49$ $q_{\min} = 3.14$ $q_a = 3.00$	$\beta = 2.17$ $q_{\min} = 2.96$ $q_a = 2.90$	$\beta = 1.74$ $q_{\min} = 3.14$ $q_a = 3.30$	$\beta = 3.72$ $q_{\min} = 3.66$ $q_a = 3.80$	$\beta = 2.77$ $q_{\min} = 3.26$ $q_a = 4.10^*$
5 PIANI						
	$\beta = 2.07$ $q_{\min} = 2.96$ $q_a = 2.80$	$\beta = 1.73$ $q_{\min} = 3.77$ $q_a = 3.20$	$\beta = 2.77$ $q_{\min} = 3.66$ $q_a = 3.30$	$\beta = 2.05$ $q_{\min} = 3.92$ $q_a = 3.50$	$\beta = 4.86$ $q_{\min} = 4.30$ $q_a = 4.40^*$	$\beta = 3.32$ $q_{\min} = 4.37$ $q_a = 4.50^*$
7 PIANI						
	$\beta = 2.35$ $q_{\min} = 3.01$ $q_a = 3.00$	$\beta = 1.87$ $q_{\min} = 4.00$ $q_a = 3.40$	$\beta = 3.18$ $q_{\min} = 3.68$ $q_a = 3.50$	$\beta = 2.23$ $q_{\min} = 4.29$ $q_a = 3.70$	$\beta = 5.65$ $q_{\min} = 4.69$ $q_a = 4.70^*$	$\beta = 3.65$ $q_{\min} = 4.44$ $q_a = 4.70^*$

* valori da limitare a 4.00







Formulazione lineare.

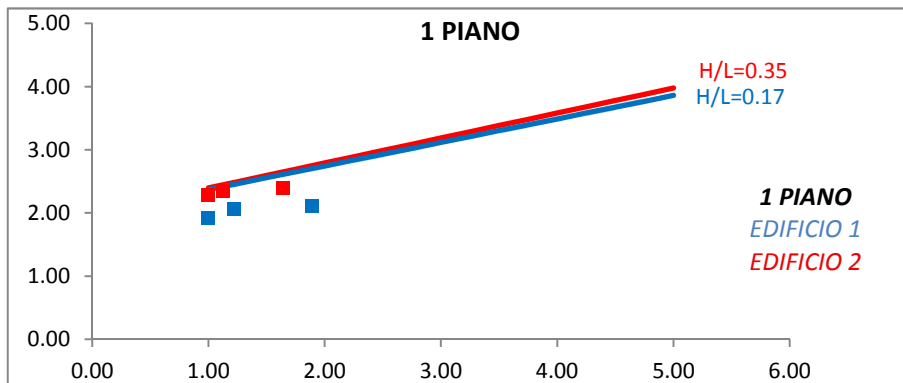
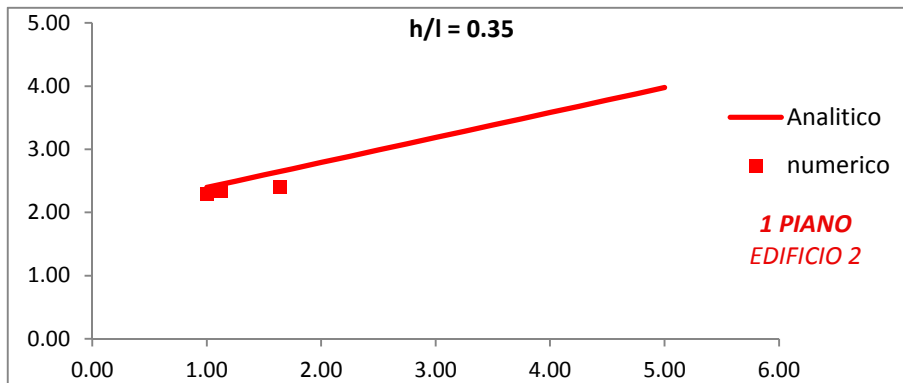
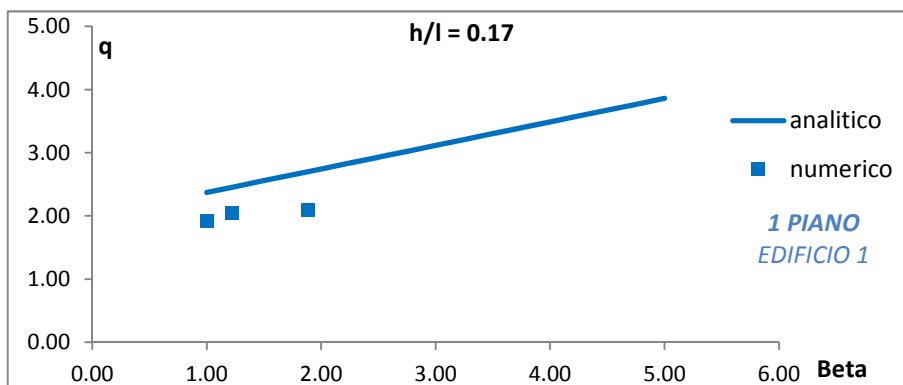
Il secondo tipo di formulazione lega direttamente q a β in modo lineare ma presenta una dipendenza di tipo esponenziale con il rapporto H/L , attraverso il coefficiente moltiplicativo k .







$$q = q_0 + k\beta \quad ; \quad k = k_0 e^{k_0 \lambda}$$

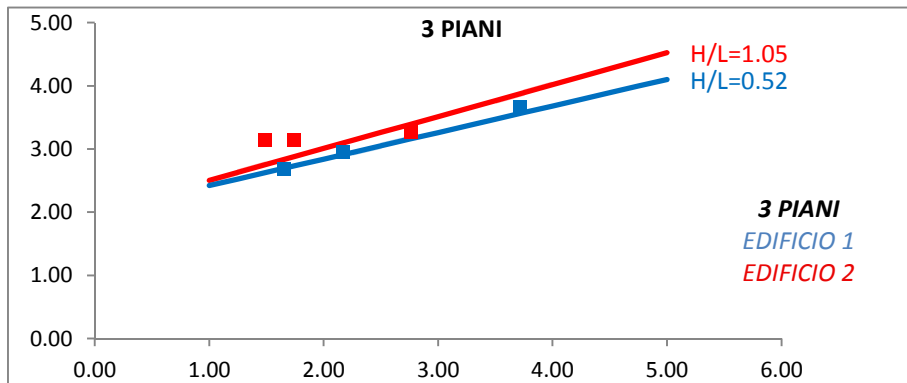
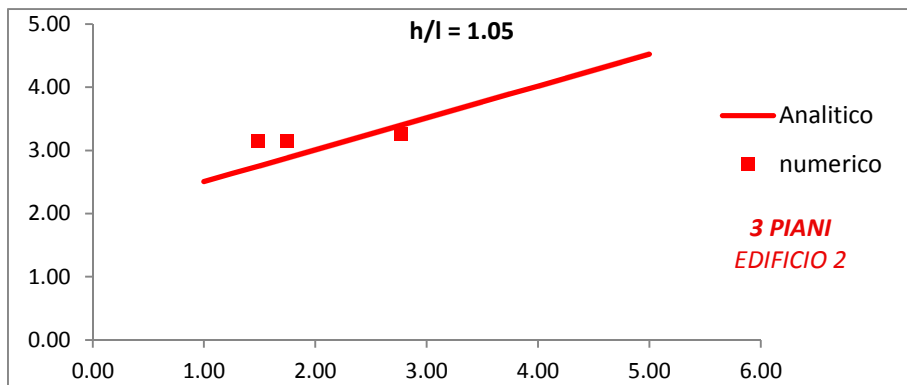
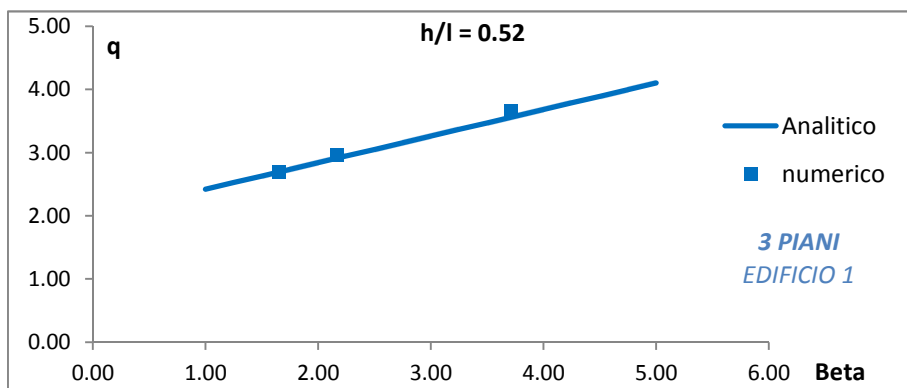
Con q_0 pari a 2, k_0 pari a 0.35 e λ pari ad H/L .







Si riportano in seguito i grafici utilizzati per la calibrazione della formula sui valori numerici minimi del fattore di struttura e per il confronto tra i nuovi risultati analitici e i risultati numerici.

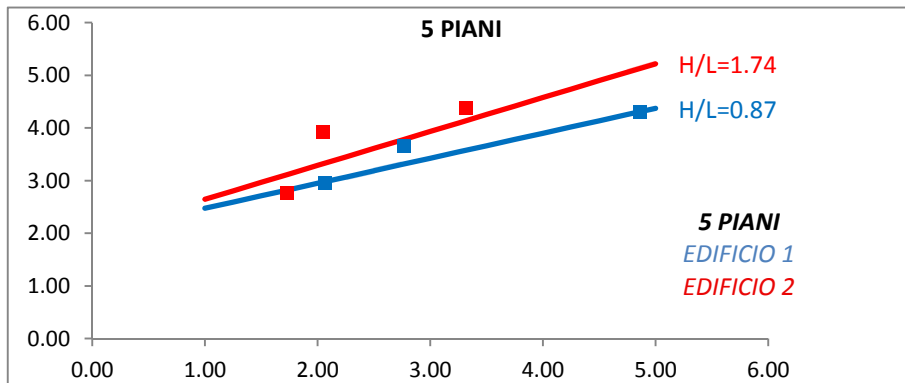
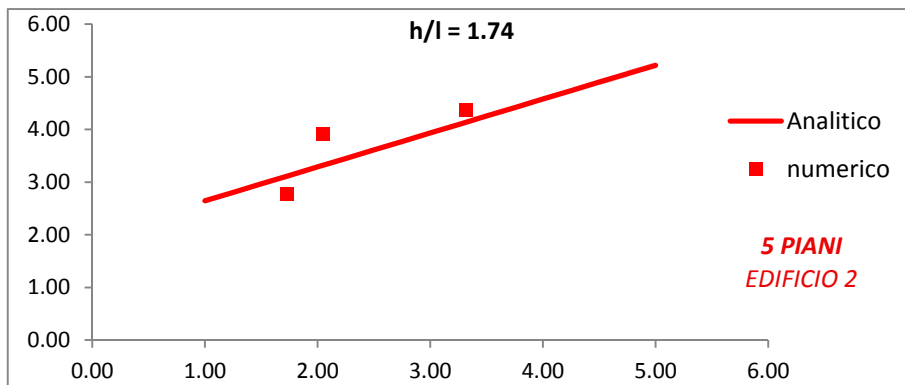
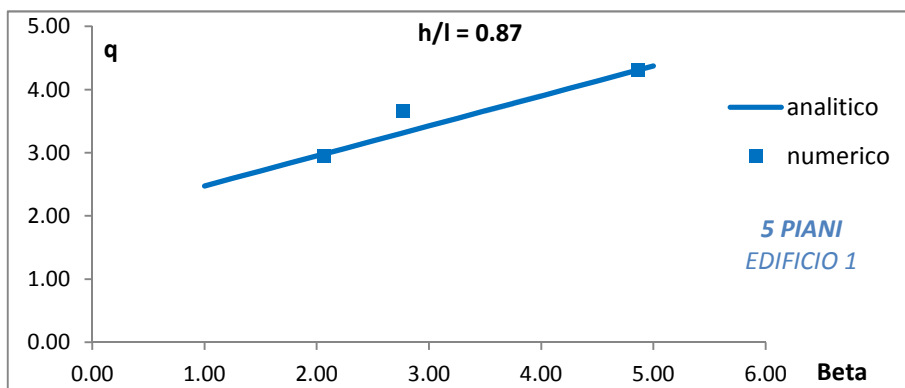
Tab. 9.4 FORMULAZIONE ANALITICA LINEARE, EDIFICIO AD 1 PIANO						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
1 PIANO						
	$\beta = 1.00$	$\beta = 1.00$	$\beta = 1.22$	$\beta = 1.13$	$\beta = 1.89$	$\beta = 1.65$
	$H/L = 0.17$	$H/L = 0.35$	$H/L = 0.17$	$H/L = 0.35$	$H/L = 0.17$	$H/L = 0.35$
	$q_{min} = 1.92$	$q_{min} = 2.29$	$q_{min} = 2.57$	$q_{min} = 2.34$	$q_{min} = 2.10$	$q_{min} = 2.40$
	$k = 0.37$	$k = 0.40$	$k = 0.37$	$k = 0.40$	$k = 0.37$	$k = 0.40$
$q_a = 2.30$	$q_a = 2.40$	$q_a = 2.40$	$q_a = 2.40$	$q_a = 2.70$	$q_a = 2.60$	








Tab. 9.5 FORMULAZIONE ANALITICA LINEARE, EDIFICIO A 3 PIANI						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
3 PIANI						
	$\beta = 1.66$	$\beta = 1.49$	$\beta = 2.17$	$\beta = 1.74$	$\beta = 3.72$	$\beta = 2.77$
	$H/L = 0.52$	$H/L = 1.05$	$H/L = 0.52$	$H/L = 1.05$	$H/L = 0.52$	$H/L = 1.05$
	$q_{min} = 2.69$	$q_{min} = 3.14$	$q_{min} = 2.96$	$q_{min} = 3.14$	$q_{min} = 3.66$	$q_{min} = 3.26$
	$k = 0.42$	$k = 0.51$	$k = 0.42$	$k = 0.51$	$k = 0.42$	$k = 0.51$
$q_a = 2.70$	$q_a = 2.70$	$q_a = 2.90$	$q_a = 2.80$	$q_a = 3.50$	$q_a = 3.40$	

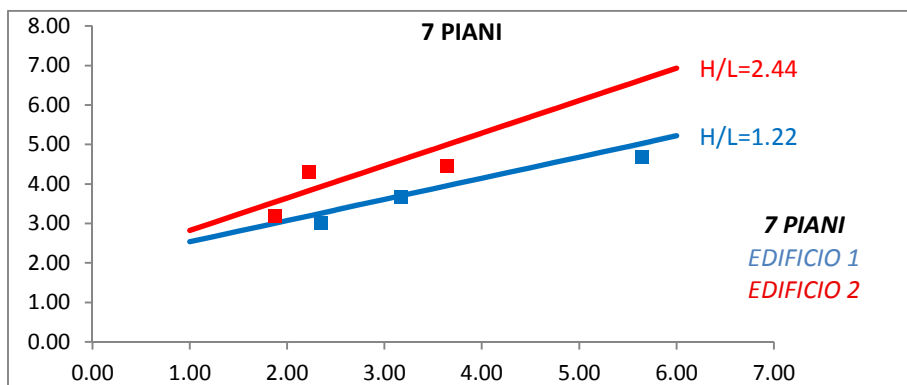
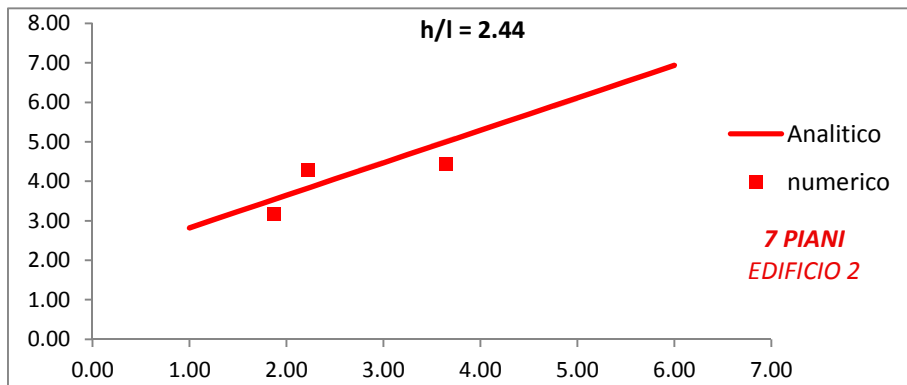
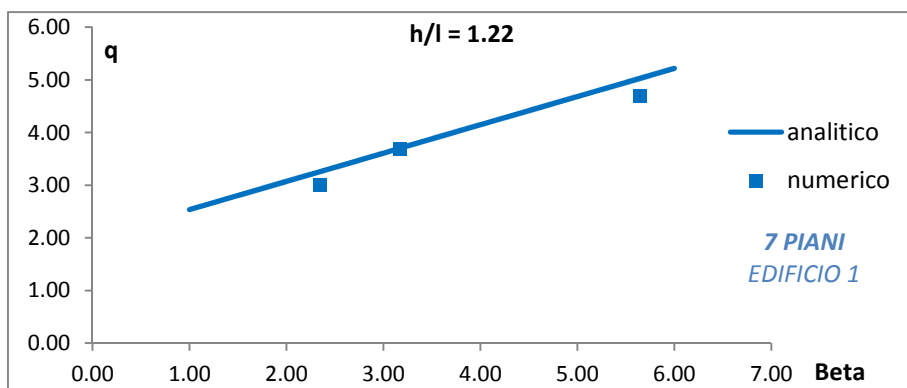


Tab. 9.6 FORMULAZIONE ANALITICA LINEARE, EDIFICIO A 5 PIANI						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
5 PIANI						
	$\beta = 2.07$	$\beta = 1.73$	$\beta = 2.77$	$\beta = 2.05$	$\beta = 4.86$	$\beta = 3.32$
	$H/L = 0.87$	$H/L = 1.74$	$H/L = 0.87$	$H/L = 1.74$	$H/L = 0.87$	$H/L = 1.74$
	$q_{min} = 2.96$	$q_{min} = 3.77$	$q_{min} = 3.66$	$q_{min} = 3.92$	$q_{min} = 4.30$	$q_{min} = 4.37$
	$k = 0.47$	$k = 0.64$	$k = 0.47$	$k = 0.64$	$k = 0.47$	$k = 0.64$
$q_a = 2.90$	$q_a = 3.10$	$q_a = 3.30$	$q_a = 3.30$	$q_a = 4.30^*$	$q_a = 4.10^*$	



Tab. 9.7 FORMULAZIONE ANALITICA LINEARE, EDIFICIO A 7 PIANI						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
7 PIANI						
	$\beta = 2.35$	$\beta = 1.87$	$\beta = 3.18$	$\beta = 2.23$	$\beta = 5.65$	$\beta = 3.65$
	$H/L = 1.22$	$H/L = 2.44$	$H/L = 1.22$	$H/L = 2.44$	$H/L = 1.22$	$H/L = 2.44$
	$q_{min} = 3.01$	$q_{min} = 4.00$	$q_{min} = 3.68$	$q_{min} = 4.29$	$q_{min} = 4.69$	$q_{min} = 4.44$
	$k = 0.54$	$k = 0.82$	$k = 0.54$	$k = 0.82$	$k = 0.54$	$k = 0.82$
$q_a = 3.20$	$q_a = 3.50$	$q_a = 3.70$	$q_a = 3.80$	$q_a = 5.00^*$	$q_a = 5.00^*$	

* valori da limitare a 4.00



Dalle tabelle sopra riportate si nota che il fattore di struttura così calcolato risulta essere praticamente sempre minore del minimo risultato ottenuto dalle analisi numeriche. Si ottiene dunque un valore sicuramente a favore di sicurezza ma in linea con i valori proposti in letteratura e in molti casi, seppur ancora cautelativo, notevolmente più vantaggioso del valore proposto in normativa.

Si confrontano ora i valori finali ottenuti dalle due procedure.

Tab. 9.8 CONFRONTO TRA LE DUE FORMULAZIONI						
	NESSUN GIUNTO VERTICALE		3 GIUNTI VERTICALI	1 GIUNTO VERTICALE	EDIFICIO GIUNTATO OGNI 1,25m	
	Parete tozza	Parete snella	Parete tozza	Parete snella	Parete tozza	Parete snella
1 PIANO	$q_{exp} = 2.00$ $q_{lin} = 2.30$	$q_{exp} = 2.50$ $q_{lin} = 2.40$	$q_{exp} = 2.20$ $q_{lin} = 2.40$	$q_{exp} = 2.60$ $q_{lin} = 2.40$	$q_{exp} = 2.70$ $q_{lin} = 2.70$	$q_{exp} = 3.20$ $q_{lin} = 2.60$
3 PIANI	$q_{exp} = 2.50$ $q_{lin} = 2.70$	$q_{exp} = 3.00$ $q_{lin} = 2.70$	$q_{exp} = 2.90$ $q_{lin} = 2.90$	$q_{exp} = 3.30$ $q_{lin} = 2.80$	$q_{exp} = 3.80$ $q_{lin} = 3.50$	$q_{exp} = 4.10^*$ $q_{lin} = 3.40$
5 PIANI	$q_{exp} = 2.80$ $q_{lin} = 2.90$	$q_{exp} = 3.20$ $q_{lin} = 3.10$	$q_{exp} = 3.30$ $q_{lin} = 3.30$	$q_{exp} = 3.50$ $q_{lin} = 3.30$	$q_{exp} = 4.40^*$ $q_{lin} = 4.30^*$	$q_{exp} = 4.50^*$ $q_{lin} = 4.10^*$
7 PIANI	$q_{exp} = 3.00$ $q_{lin} = 3.20$	$q_{exp} = 3.40$ $q_{lin} = 3.50$	$q_{exp} = 3.50$ $q_{lin} = 3.70$	$q_{exp} = 3.70$ $q_{lin} = 3.80$	$q_{exp} = 4.70^*$ $q_{lin} = 5.00^*$	$q_{exp} = 4.70^*$ $q_{lin} = 5.00^*$

* valori da limitare a 4.00

Le due procedure forniscono risultati molto simili per la parete tozza, mentre leggermente inferiori nella procedura lineare solo per pareti snelle aventi bassi valori del parametro β . Questa leggera differenza è dovuta al fatto che i risultati ottenuti dalle analisi della parete test n.2 siano stati più dispersi rispetto a quelli relativi alla parete tozza, ma comunque ben rappresentati da entrambe le funzioni. Inoltre la procedura esponenziale non tiene in conto analiticamente della snellezza ma lascia al progettista la possibilità di scelta sul parametro q_0 che ritenga più opportuno.

Esempi

Si prende ora come esempio l'edificio modellato numericamente dall'istituto IVALSA e testato su tavola vibrante, per il quale è stato quantificato il fattore di struttura $q = 3$. Tale geometria non rientra tra i casi studio previsti in questo lavoro, quindi risulta essere un'ulteriore verifica delle formule analitiche proposte. Si tratta di edificio a base quadrata, quindi è necessario scegliere lo stesso q_0 nella formulazione esponenziale per entrambe le pareti, da assumere pari a 2.0 o 2.5, oppure utilizzare la media tra i due risultati.

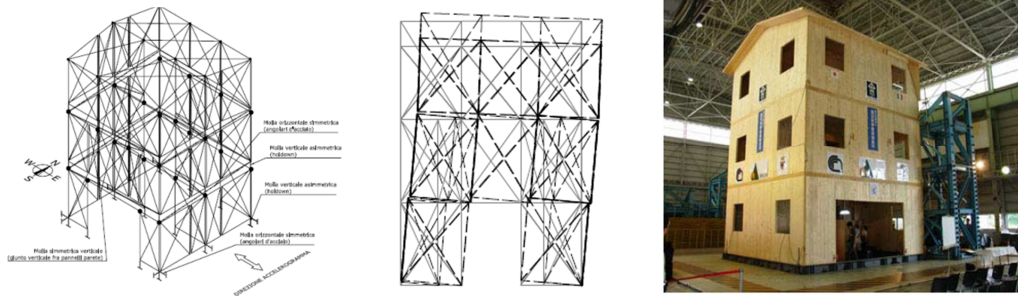


Fig. 9.1 test sismico di edificio a 3 piani presso il NIED: modello numerico e foto del test [7].

Dati geometrici			
Dimensioni in pianta dell'edificio:	B	=	7 x 7 m
Altezza dell'edificio:	H	=	10 m
N. Piani dell'edificio:	n	=	3 -
N. Giunti verticali:	m	=	2 -
Calcolo di q			
Area delle pareti:	A	=	70 m ²
Perimetro esterno:	P ₀	=	34 m
Perimetro pannelli con linee di giunto:	$P = (n + 1)B + (m + 2)H$	=	68 m
Parametro alpha:	$\alpha = A/P$	=	1.03 m
Parametro alpha ₀ :	$\alpha_0 = A/P_0$	=	2.06 m
Parametro beta:	$\beta = \alpha_0/\alpha = P/P_0$	=	2.00 -
Snellezza:	$\lambda = H/B$	=	1.43 -
FORMULAZIONE ESPONENZIALE:	$q_0 = 2.00$ (se considerata tozza)	$k = 0.50$	
Fattore di struttura:	$q = q_0 \cdot \beta^k = q_0 \cdot \sqrt{\beta}$	=	2.80 -
FORMULAZIONE ESPONENZIALE:	$q_0 = 2.50$ (se considerata snella)	$k = 0.50$	
Fattore di struttura:	$q = q_0 \cdot \beta^k = q_0 \cdot \sqrt{\beta}$	=	3.50 -
FORMULAZIONE ESPONENZIALE:			
Fattore di struttura medio:	q	=	3.10 -
FORMULAZIONE LINEARE:	$q_0 = 2.00$	$k_0 = 0.35$	
Parametro k:	$k = k_0 e^{k_0 \lambda}$	=	0.58 -
Fattore di struttura	q = q₀ + kβ	=	3.10 -

Fattore di struttura scelto: q = 3.00

Il valore ottenuto dalle procedure analitiche proposte concorda con i risultati dei test su tavola vibrante.

Un'ulteriore esempio di costruzione in legno calcolata e verificata su tavola vibrante in scala reale, è rappresentato dall'edificio residenziale di sei piani, con struttura intelaiata in legno, studiato nel progetto statunitense NEESWood Capstone Test del 2009, dalla National Science Foundation. Tale edificio è stato successivamente modellato con struttura XLam, in recenti studi effettuati da Shiling Pei, Marjan Popovski e John van de Lindt e presentati all'International Council for Research and Innovation in Building and Construction, tenuto in Svezia, nell'agosto del 2012. Tali studi hanno permesso di quantificare il fattore di struttura, così come espresso dalle normative statunitensi ASCE7 (R factor) e dalle norme Canadesi NBCC (R_d e R_0 factor).

Tale edificio, con pianta rettangolare, regolare e simmetrica, ha una sagoma di 18.30m x 12.20m. Il lato maggiore è composto da 3 pannelli giuntati verticalmente larghi 6.10m mentre il lato minore da 5 pannelli giuntati verticalmente larghi 2.44m. Le analisi sono state eseguite modellando la struttura in 3 dimensioni e applicando 22 terremoti utilizzati in FEMA P-695. I cicli isteretici degli elementi non lineari sono stati modellati basandosi sul CUREE model di Folz e Filialtrault. Il valore del fattore di struttura è stato infine quantificato in:

$$\begin{aligned} \mathbf{R \text{ (USA - ASCE7)}} &= \mathbf{4.3} \\ \mathbf{R \text{ (CANADA - NBCC)} = R_d \times R_0 = 2.5 \times 1.5} &= \mathbf{3.75} \end{aligned}$$

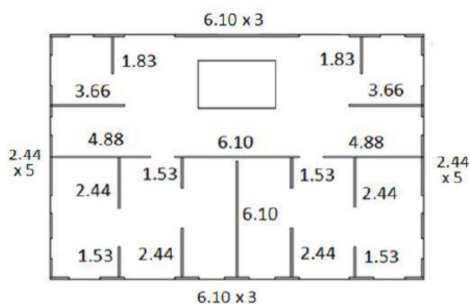


Fig.9.2 Pianta dell'edificio ^[28] e foto del test ^[45]

Dati geometrici

Dimensioni in pianta dell'edificio:	B	=	18.30x12.20 m
Altezza dell'edificio:	H	=	18 m
N. Piani dell'edificio:	n	=	6 -
N. Giunti verticali (parete da 18.30m):	m	=	2 -
N. Giunti verticali (parete da 12.20m):	m	=	4 -

Calcolo di q (parete da 18.30m):

Area delle pareti:	A	=	330	m^2
Perimetro esterno:	P_0	=	72.6	m
Perimetro pannelli con linee di giunto:	$P = (n + 1)B + (m + 2)H$	=	200	m
Parametro alpha:	$\alpha = A/P$	=	1.65	m
Parametro alpha ₀ :	$\alpha_0 = A/P_0$	=	4.55	m
Parametro beta:	$\beta = \alpha_0/\alpha = P/P_0$	=	2.76	-
Snellezza:	$\lambda = H/B$	=	0.98	-
<i>FORMULAZIONE ESPONENZIALE:</i>	$q_0 = 2.00$ (parete considerabile tozza)			$k = 0.50$
Fattore di struttura:	$q = q_0 \cdot \beta^k = q_0 \cdot \sqrt{\beta}$	=	3.30	-
<i>FORMULAZIONE ESPONENZIALE:</i>	$q_0 = 2.50$ (se considerata snella)			$k = 0.50$
Fattore di struttura:	$q = q_0 \cdot \beta^k = q_0 \cdot \sqrt{\beta}$	>	4.00	-
<i>FORMULAZIONE LINEARE:</i>	$q_0 = 2.00$		$k_0 = 0.35$	
Parametro k:	$k = k_0 e^{k_0 \lambda}$	=	0.49	-
Fattore di struttura	$q = q_0 + k\beta$	=	3.30	-

Calcolo di q (parete da 12.20m):

Area delle pareti:	A	=	220	m^2
Perimetro esterno:	P_0	=	60.4	m
Perimetro pannelli con linee di giunto:	$P = (n + 1)B + (m + 2)H$	=	193.4	m
Parametro alpha:	$\alpha = A/P$	=	1.14	m
Parametro alpha ₀ :	$\alpha_0 = A/P_0$	=	3.64	m
Parametro beta:	$\beta = \alpha_0/\alpha = P/P_0$	=	3.20	-
Snellezza:	$\lambda = H/B$	=	1.48	-
<i>FORMULAZIONE ESPONENZIALE:</i>	$q_0 = 2.00$ (se considerata tozza)			$k = 0.50$
Fattore di struttura:	$q = q_0 \cdot \beta^k = q_0 \cdot \sqrt{\beta}$	=	3.60	-
<i>FORMULAZIONE ESPONENZIALE:</i>	$q_0 = 2.50$ (parete considerabile snella)			$k = 0.50$
Fattore di struttura:	$q = q_0 \cdot \beta^k = q_0 \cdot \sqrt{\beta}$	>	4.00	-
<i>FORMULAZIONE LINEARE:</i>	$q_0 = 2.00$		$k_0 = 0.35$	
Parametro k:	$k = k_0 e^{k_0 \lambda}$	=	0.59	-
Fattore di struttura	$q = q_0 + k\beta$	=	3.90	-

I risultati ottenuti sono in linea con quelli proposti dai modelli canadesi.

10. Analisi ulteriori

10.1 Verifica della fase di progetto

Per validare i risultati ottenuti e la procedura analitica proposta, sono state condotte in conclusione del lavoro svolto altre analisi, quali verifiche sui fattori di struttura calcolati, modifiche ai dimensionamenti e ulteriori verifiche sui drift e sulle accelerazioni di piano.

I fattori di struttura proposti sono stati calcolati tramite analisi di pushover e time history e confrontati con i valori presenti in letteratura. Un'ulteriore verifica è stata condotta usando come campione più significativo la parete test N.1 (facciata principale) a tre piani con tre linee di giunto verticale, per la quale il fattore di struttura calcolato è pari a 3. È stata quindi ridimensionata tale parete con il nuovo fattore di struttura ed è stata condotta la verifica sismica mediante analisi statica non lineare e dinamica non lineare. La facciata è risultata verificata per una PGA di 0,38g, maggiore della PGA di progetto pari a 0,35g, alla quale si è raggiunto lo stato di quasi rottura degli angolari del piano terra.

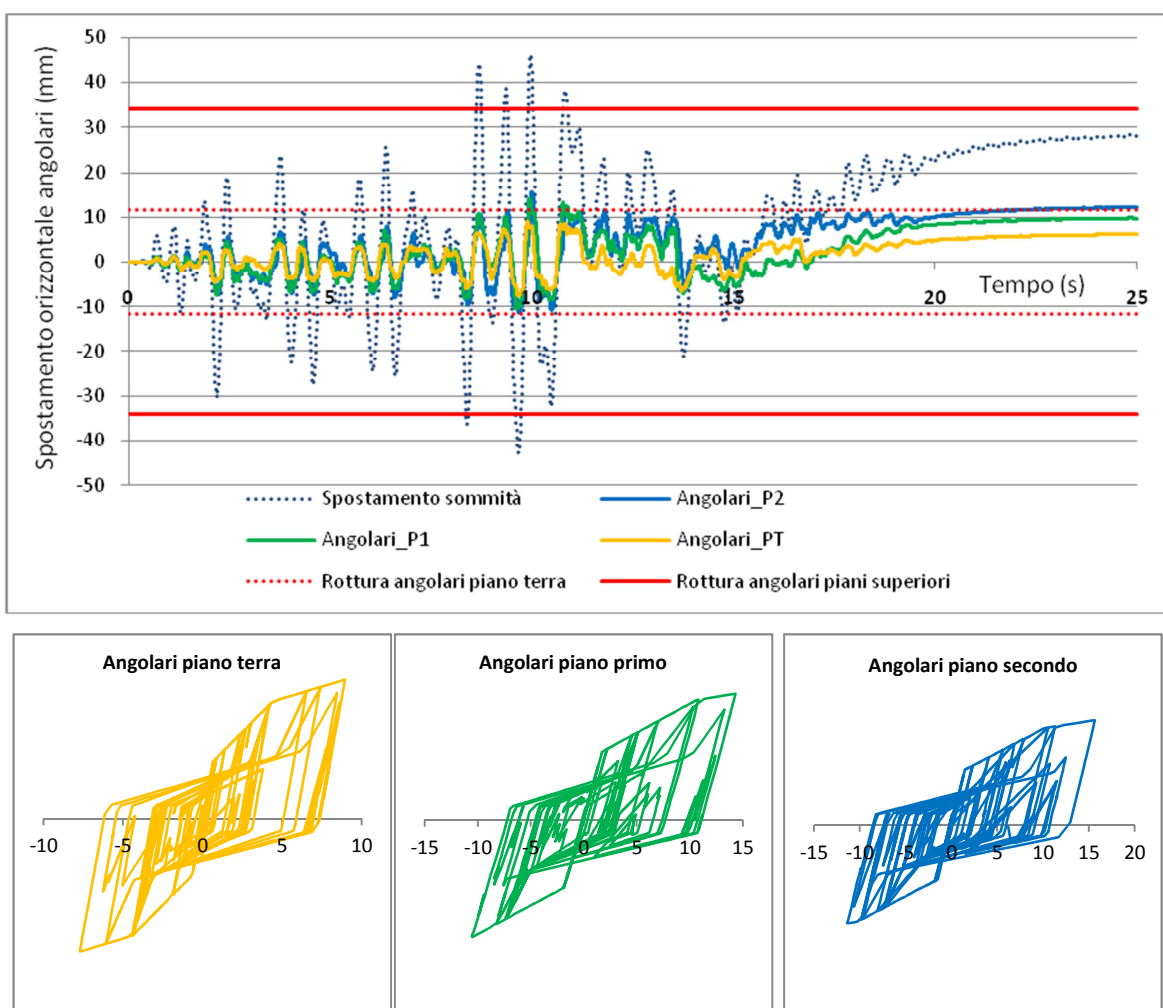


Gráfico 10.1 Verifica con analisi dinamica non lineare: Time History e cicli isteretici degli angolari.

Si è inoltre confrontato il punto relativo al taglio alla base massimo e spostamento in sommità ottenuto dall'analisi di time history con le curve di capacità dell'edificio, relative alle due distribuzioni di forze orizzontali.

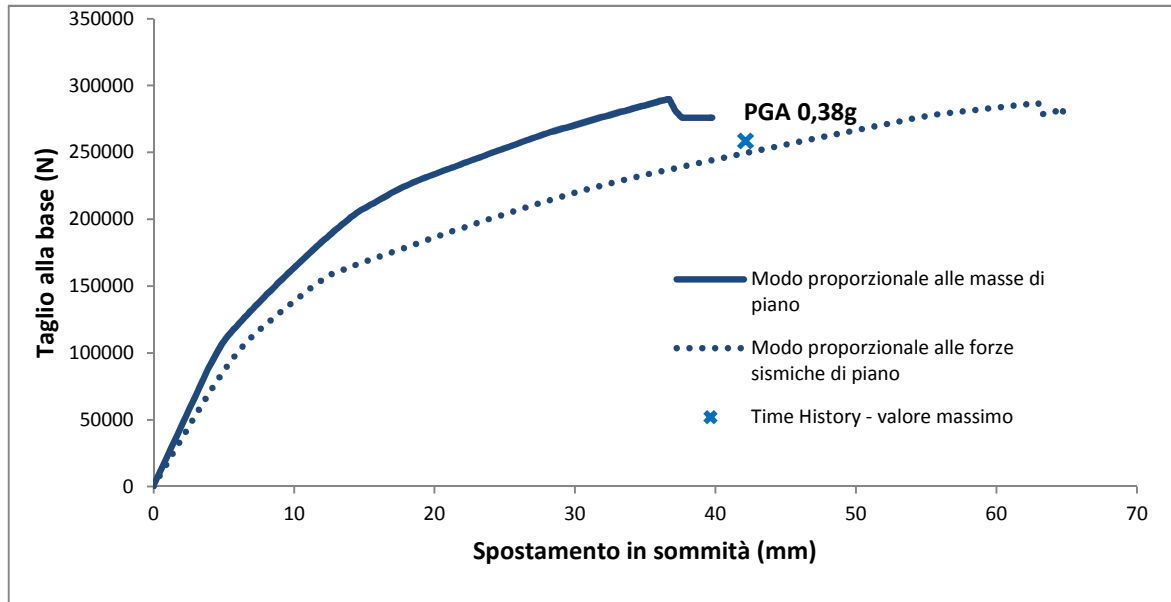


Grafico 10.2 Curve di capacità dell'edificio e valore massimo dell'analisi di Time History.

10.2 Studio sull'influenza dei criteri di progetto

I modelli a disposizione sono stati utilizzati per ottenere anche altre informazioni sul comportamento sismico delle strutture in XLam. In particolare, finora, non sono state date informazioni sull'eventuale dipendenza del fattore di struttura dal dimensionamento, se non relative ad una modifica nel rapporto tra hold down e giunti verticali di collegamento tra pannelli.

Sono state rifatte alcune analisi, per il caso più significativo e più comune, rappresentato dall'edificio a 3 piani, per valutare un'eventuale dipendenza del fattore di struttura dal dimensionamento degli angolari resistenti a taglio, sia per la parete test 1 che per la parete test 2, procedendo sia ad un sottodimensionamento del 25% della resistenza a taglio che ad un sovradimensionamento sempre pari al 25%.

Si riportano graficamente i risultati medi ottenuti in due grafici, relativi alla variazione della PGA di quasi-collasso e del fattore di struttura dell'edificio al variare del criterio di dimensionamento degli angolari, ovvero al variare del calcolo a taglio nell'analisi statica lineare equivalente e alla conseguente variazione sul numero degli angolari.

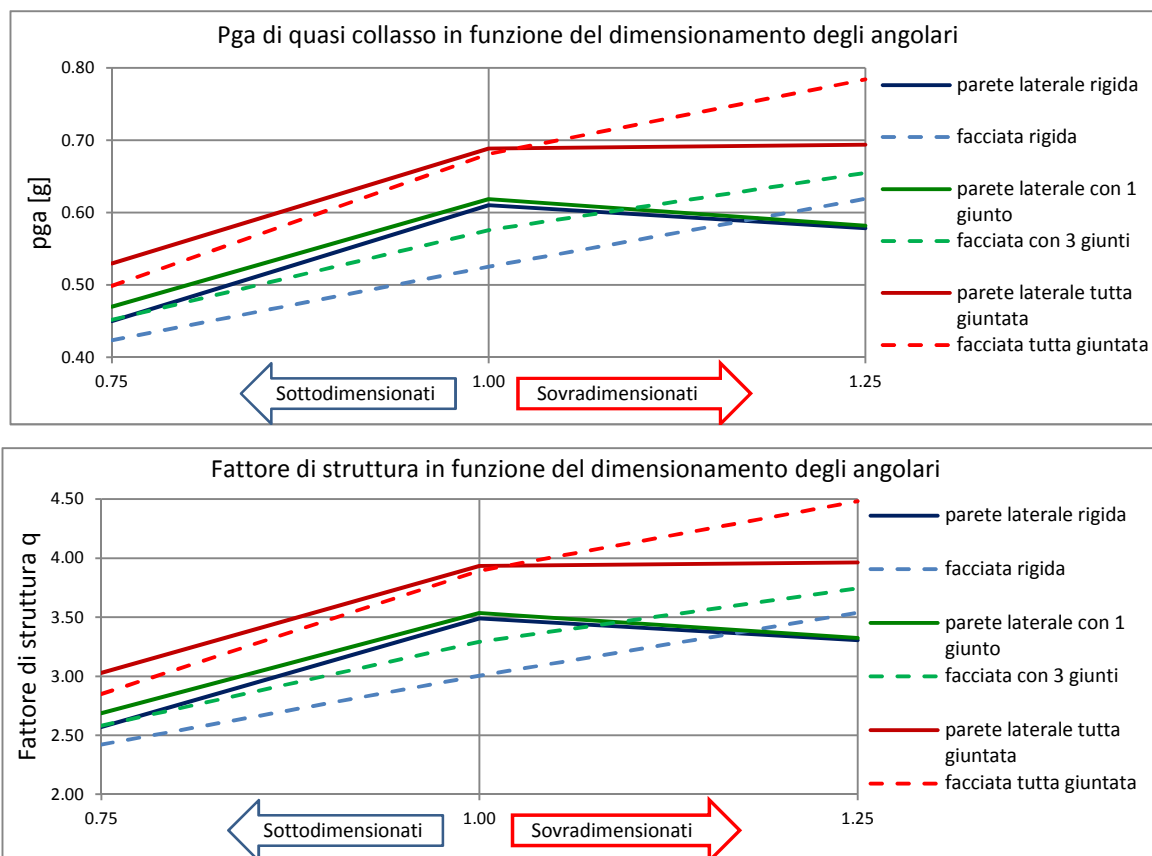


Grafico 10.3 Valore della PGA e del fattore di struttura in funzione del dimensionamento degli angolari

I grafici mostrano chiaramente come il valore del fattore di struttura non possa essere considerato indipendente da eventuali variazioni nel calcolo della resistenza a taglio. Si nota infatti come, modificando tale resistenza nell'edificio, il fattore di struttura vari linearmente. Questo avviene in particolare per la facciata principale tozza, per la quale la rottura continua ad avvenire per taglio alla base. Per la parete laterale invece eventuali incrementi della resistenza a taglio non contribuiscono alla resistenza globale dell'edificio che collassa per rottura degli hold down. Si nota invece come un sottodimensionamento a taglio provochi sempre una sensibile riduzione della resistenza globale e come il fattore di struttura scenda di quasi un'unità, al variare del 25% in meno della resistenza a taglio globale; tale fenomeno si può stimare approssimativamente con la formula seguente.

$$q^* = q \cdot c \quad \text{con:} \quad c = \frac{R_{eff}}{R_{code}} \leq 1$$

Dove R_{eff} è la resistenza a taglio effettiva e R_{code} la resistenza a taglio di progetto, con fattore di sicurezza unitario.

Il calcolo degli angolari risulta dunque essere molto importante per conferire all'edificio idonea resistenza sismica. Eventuali errori possono dunque dar luogo a comportamenti non

valutabili a priori da una semplice analisi statica lineare. Per poter dunque applicare i fattori di struttura proposti è necessario cautelarsi da collassi a taglio prematuri, soprattutto per pareti tozze, conferendo agli angolari una gerarchia di resistenza rispetto agli hold down e ai giunti verticali.

10.3 Valutazioni aggiuntive

Ulteriori analisi sono state svolte, sempre per l'edificio a 3 piani calcolato con $q=2$, con l'accelerogramma che ha fornito risultati più vicini ai valori medi, mantenendo la PGA costante, pari a 0.50g e andando a rilevare i vari dati relativi ad accelerazioni in sommità, drift e spostamenti.

PARETE TEST 2		RIGIDO	1 COLLEGAMENTO	TUTTO GIUNTATO
TAGLIO BASE	KN	242	259	231
DISP SOMMITA'	mm	41,29	64,2	76,24
ACC. SOMMITA	g	1,06	1,31	1,35
VEL SOMMITA'	m/s	0,56	0,67	0,76
DRIFT ANG BASE	mm	8,54	10,93	6,6
UPLIFT BASE	mm	8,53	8,56	4,15
INTERSTORY DRIFT PIANO TERRA	mm	11,46 0,38%	16,76 0,55%	18,00 0,59%
INTERSTORY DRIFT MASSIMO	mm	19,75 0,64%	29,84 0,98%	35,57 1,17%

PARETE TEST 1		RIGIDO	3 COLLEGAMENTI	TUTTO GIUNTATO
TAGLIO BASE	KN	374	371	347
DISP SOMMITA'	mm	30,56	51,18	81,95
ACC. SOMMITA	g	1,05	1,19	1,35
VEL SOMMITA'	m/s	0,38	0,57	0,75
DRIFT ANG BASE	mm	6,66	6,9	4,27
UPLIFT BASE	mm	2,67	4,85	4,21
INTERSTORY DRIFT PIANO TERRA	mm	7,95 0,26%	10,81 0,33%	16,45 0,54%
INTERSTORY DRIFT MASSIMO	mm	13,55 0,44%	23,10 0,76%	40,42 1,33%

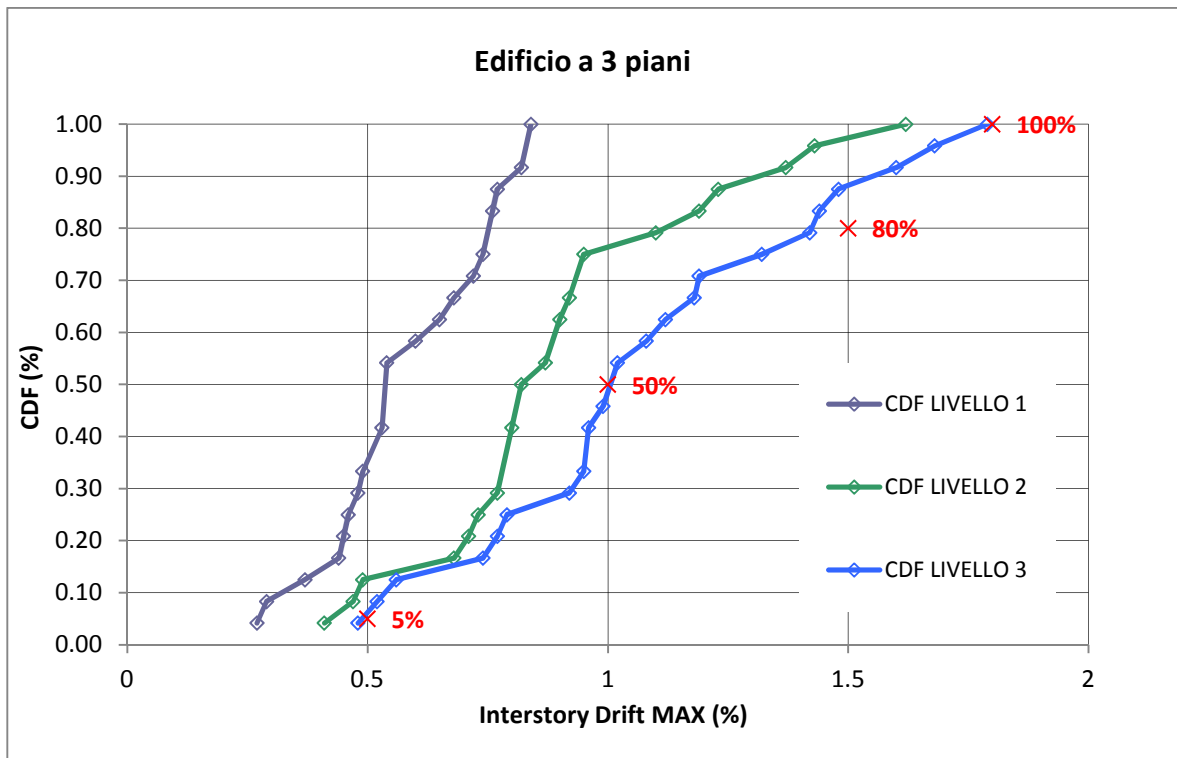
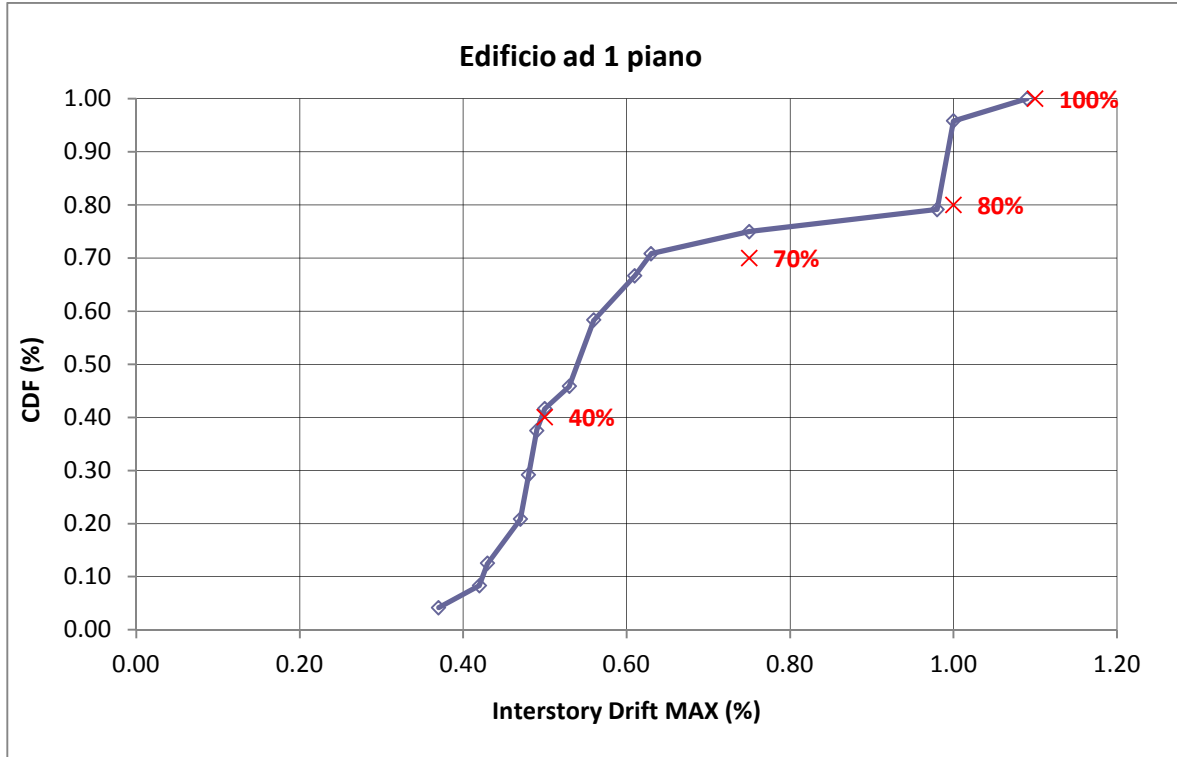
Dalle tabelle si confermano le conclusioni ottenute dal calcolo del fattore di struttura, osservando come, edifici con più giunti verticali, rispondano meglio al sisma rispetto ad edifici più rigidi, presentando spostamenti in sommità maggiori ma, nel complesso, le connessioni alla base subiscono meno sollecitazioni e, in particolare, gli angolari subiscono danni minori. Le accelerazioni di piano hanno raggiunto valori massimi superiori ad 1 g al piano superiore, con amplificazioni del doppio rispetto all'accelerazione del terreno; tali valori, seppur alti, sono durati solo per alcune frazioni di secondo.

Tutti i metodi utilizzati in questa tesi per le verifiche e per il calcolo del fattore di struttura sono stati condotti imponendo limiti agli spostamenti, spostando l'attenzione su appositi criteri di danneggiamento dell'edificio e di performance globale, per ottenere infine il valore del fattore di struttura q da applicare a metodi di progetto basati sulle forze, ovvero ai tradizionali calcoli sismici con analisi statiche lineari e dinamiche modali.

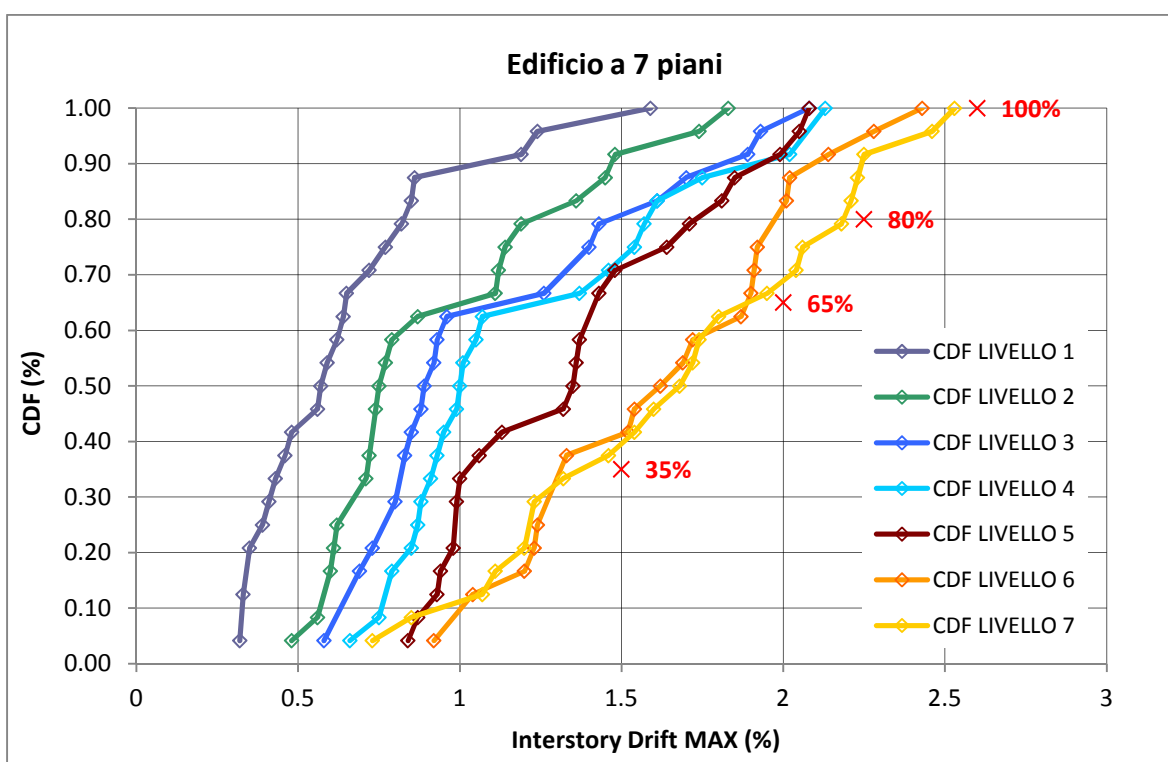
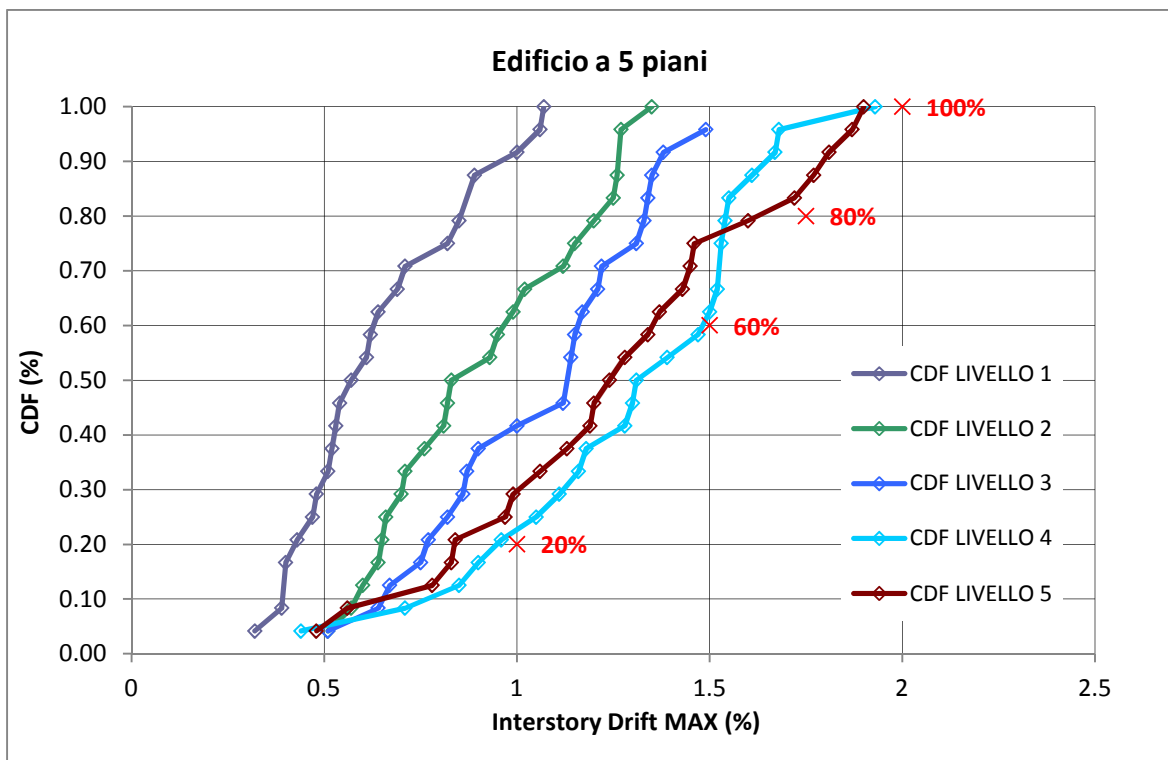
Tali metodi, denominati "force-based" possono essere sostituiti con i metodi definiti "Performance Based Seismic Design", nei quali l'attenzione si sposta sulla capacità dell'edificio di raggiungere un prefissato livello di danneggiamento, espresso in termini di spostamenti, per uno specifico livello di intensità sismica.

Nelle analisi eseguite, come illustrato ai capitoli precedenti, sono stati scelti particolari criteri di rottura locali, volti ad individuare il livello di danneggiamento di ogni connessione in ogni passo temporale di integrazione per poter valutare lo stato di quasi collasso dell'edificio. I criteri di danneggiamento usualmente utilizzati nella progettazione antisismica fanno invece riferimento al più generico calcolo del drift di piano (interstory drift), espresso generalmente in percentuale, in rapporto all'altezza di piano. Tale valore permette di valutare lo stato di danneggiamento globale dell'edificio e lo stato di quasi collasso, al raggiungimento di un determinato drift massimo. Per edifici con struttura in XLam, appoggiandosi ai numerosi test effettuati, si stima che tale livello si possa quantificare attorno al 2.5%, per evitare un danneggiamento eccessivo dell'edificio.

Per ottenere un'ulteriore conferma sui risultati riportati in precedenza sono stati quindi raggruppati i drift di piano ottenuti in tutte le analisi di time history eseguite, che vengono in seguito presentati tramite la funzione statistica di distribuzione cumulata (CDF) $F(x)$, ovvero secondo la frequenza di tutte le osservazioni minori o uguali ad x .



Grafici 10.4 Funzione di frequenza cumulata per i drift degli edifici a 1 e 3 piani



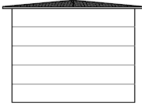



Grafici 10.5 Funzione di frequenza cumulata per i drift degli edifici a 5 e 7 piani

I grafici mostrano come il valore di drift di piano pari a 2,5% non sia praticamente mai stato superato; i criteri di danneggiamento locali utilizzati hanno consentito di evitare danneggiamenti troppo elevati nello stato di quasi collasso.

I valori indicati con la X rossa mostrano quale sia la probabilità di non superamento di un determinato livello di danneggiamento dell'edificio, diverso a seconda dell'altezza della struttura, ovvero identificano la performance attesa utilizzando i fattori di struttura proposti. Edifici più alti e con più linee di giunto verticale presentano una maggior duttilità e resistenza al sisma, grazie alla miglior dissipazione di energia ma subiscono un danneggiamento degli elementi non strutturali più alto ma comunque entro i limiti massimi.

Si può dunque concludere che il sistema XLam, per edifici multipiano, risponda molto bene alle sollecitazioni sismiche e presenti, al termine del terremoto, un danneggiamento limitato.

EDIFICIO	Drift di piano massimo (%)	Probabilità di non superamento (%)
1 PIANO 	1,1	100%
	1	80%
	0,75	70%
	0,5	40%
3 PIANI 	1,8	100%
	1,5	80%
	1	50%
	0,5	5%
5 PIANI 	2	100%
	1,75	80%
	1,5	60%
	1	20%
7 PIANI 	2,6	100%
	2,25	80%
	2	65%
	1,5	35%

La deformabilità di un edificio in struttura XLam può essere espressa da diversi contributi: un contributo dovuto alla deformabilità tagliante complessiva della facciata, trascurabile per il pannello di legno e per la parete senza giunti, ma elevato per la facciata con molti giunti verticali, un contributo dovuto allo scorrimento alla base degli angolari per taglio, che porta in genere al collasso dell'edificio per pareti tozze e un contributo di sollevamento degli hold-down (effetto rocking), prevalente per edifici snelli.

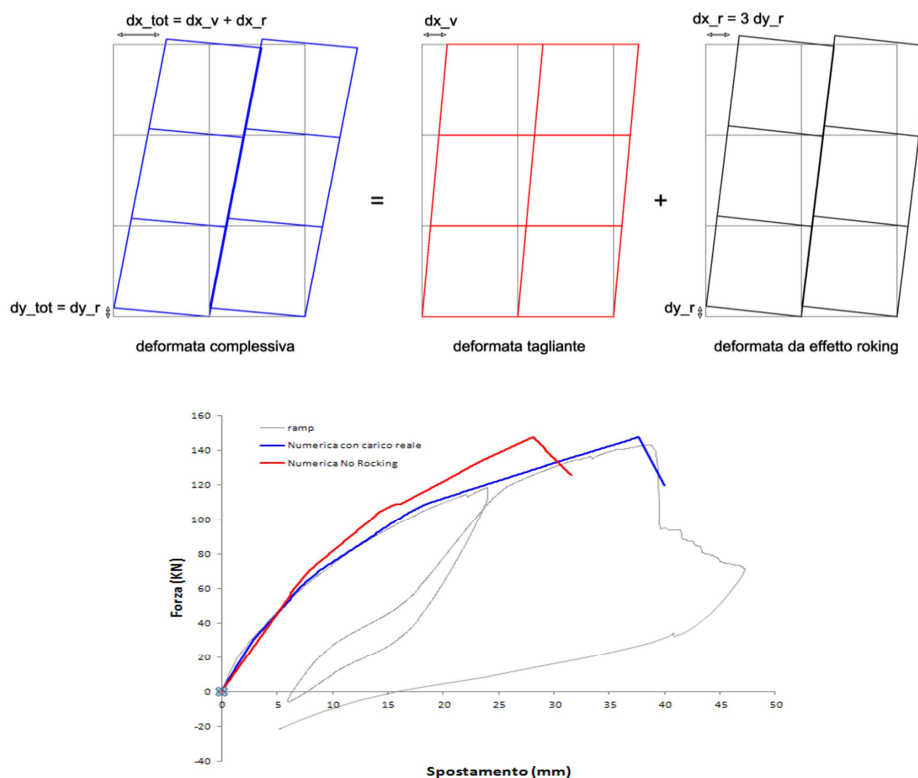


Fig. 10.1 Deformata di pannelli XLam e relativa curva di capacità

Il grafico mostra due curve di capacità dell'edificio ottenute numericamente riproducendo la prova monotona effettuata in laboratorio, la cui curva è riportata in grigio. La curva blu è stata ottenuta mantenendo lo stesso carico verticale imposto nella prova sperimentale, mentre la curva rossa aumentando il carico in sommità del pannello fino ad ottenere l'annullamento dell'effetto rocking, ovvero del sollevamento degli hold-down.

Dal grafico si nota come l'effetto rocking, maggiore per edifici più snelli, più alti e con più linee di giunto, migliori la duttilità globale e consenta di raggiungere, prima della rottura, maggiori spostamenti in sommità dell'edificio, a scapito di maggiori drift di piano e dunque un relativamente più alto grado di danneggiamento delle parti non strutturali. Tali osservazioni permettono di dimostrare ancora una volta la validità dei risultati ottenuti.

Conclusioni

I risultati ottenuti e sviluppati hanno confermato le ottime prestazioni del sistema XLam al sisma, grazie ad una buona capacità di dissipare energia, conferita dalle connessioni meccaniche.

Si è dimostrato che il fattore di struttura proposto in normativa risulta essere troppo cautelativo per edifici a tre o più piani e aventi linee di giunzione verticali. Si è inoltre confermata la variabilità di q con il numero di piani, di giunti verticali, con la snellezza e con il dimensionamento di progetto. Restano da valutare eventuali variazioni date da irregolarità in pianta, con opportuni modelli tridimensionali.

I risultati di questa tesi sono in linea con i valori riportati in letteratura ma, per confermarli ulteriormente, possono essere utili ulteriori analisi non lineari con altri accelerogrammi e con altri edifici test.

Indice

<i>Introduzione</i>	1
1. Il sistema costruttivo XLam.....	4
2. Studio dei parametri che influenzano il fattore di struttura: numero di connessioni verticali, numero di piani, snellezza, criteri di progetto, regolarità.....	8
3. Edificio test.....	10
4. Modello numerico.....	12
5. Taratura degli elementi finiti non lineari.....	17
6. Dimensionamento.....	19
7. Analisi.....	23
8. Risultati.....	27
9. Sviluppo dei risultati e proposta di formulazioni analitiche.....	42
10. Analisi ulteriori.....	61
<i>Conclusioni</i>	70

Bibliografia

- [1] T. Albanesi, C. Nuti
Analisi statica non lineare (pushover), dispensa.
Dipartimento di strutture, Università degli studi Roma Tre, maggio 2007.
- [2] T. Albanesi, C. Nuti, I. Vanzi.
Risposta sismica di strutture non lineari usando il concetto di spettro di risposta a smorzamento variabile.
- [3] A. Bernasconi.
Presentazione al convegno “L’altro massiccio, Caratteristiche e possibilità d’impiego del materiale”.
Promo legno, Milano, 20 novembre 2008.
- [4] *L’Aquila, Il Progetto C.A.S.E., Complessi Antisismici Sostenibili ed Ecocompatibili.*
IUSS PRESS, 2010.
- [5] Ario Ceccotti.
New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case.
Structural Engineering International, 2/2008.
- [6] Ario Ceccotti
Progettazione delle strutture di legno in zona sismica: le connessioni.
- [7] Ario Ceccotti, Maurizio Follesa, Marco Pio Lauriola.
La sperimentazione sismica sulle costruzioni in legno: attualità e prospettive.
- [8] Ario Ceccotti, Erol Karacabeyli.
Dynamic Analysis of Nailed Wood-Frame Shear Walls.
12th WCEE, 2000.

-
- [9] Ario Ceccotti, Erol Karacabeyli.
Validation of seismic design parameters for wood-frame shearwall systems.
Can. J. Civ. Eng., 2002.
- [10] Ario Ceccotti, Marco Pio Lauriola, Mario Pinna, Carmen Sandhaas.
SOFIE Project – Cyclic Tests on Cross-Laminated Wooden Panels.
- [11] Ario Ceccotti, Carmen Sandhas.
A proposal for a standard procedure to establish the seismic behavior factor q of timber buildings.
WCTE 2010.
- [12] Bruno Dujic, Klara Strus, Roko Zarnic, Ario Ceccotti.
Prediction of dynamic response of a 7-storey massive XLam wooden building tested on a shaking table.
WCTE, World Conference of Timber Engineering, 2010.
- [13] *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.*
December, 2003.
- [14] Peter Fajfar
A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design.
Earthquake Spectra, Vol. 16, No.3, pp. 573-592, August 2000.
- [15] Greg C. Foliente.
Stochastic Dynamic Response of Wood Structural Systems.
Phd Thesis, December 1993.
- [16] Bryan Folz, Andre Filiatrault.
Seismic Analysis of Woodframe Structures.
I: Model Formulation.
II: Model Implementation and verification.
Journal of structural engineering, September 2004.

- [17] Ricardo O. Foschi.
Modeling the hysteretic response of mechanical connections for wood structures.
- [18] Massimo Fragiaco
Sistemi innovativi per la realizzazione di edifici in legno multipiano.
Convegno: Residenze di legno in altezza. MADE EXPO, Milano 2011
- [19] Igor Gravic, Ario Ceccotti, Massimo Fragiaco.
Experimental cyclic tests on cross-laminated timber panels and typical connections.
ANIDIS, Bari 2011.
- [20] Paolo Lavisca, Legnopiù.
Il social housing di via Cenni a Milano.
- [21] C. Majorana, C. Modena, P. Franchetti, M. Grendene, S. Secchi.
Fondamenti di dinamica e di ingegneria sismica.
McGraw-Hill, 11/2007.
- [22] Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al.
OpenSees Command Language Manual.
- [23] Denis Mitchell, Robert Tremblay, Erol Karacabeyli, Patrick Paultre, Murat Saatcioglu, and Donald L. Anderson.
Seismic force modification factors for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada.
Can. J. Civ. Eng., 2003.
- [24] *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni e Circolare Esplicativa.*
D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008, Circolare 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.
- [25] Minoru Okabe, Ario Ceccotti, Motoi Yasumura, Chikahiro Minowa, Naohito Kawai, Carmen Sandhaas, Hidemaru Shimizu.
Comparison with Measuring Method of Internal Story Drift on Shaking Table Test of 7 story X-LAM Building.
WCTE 2010.

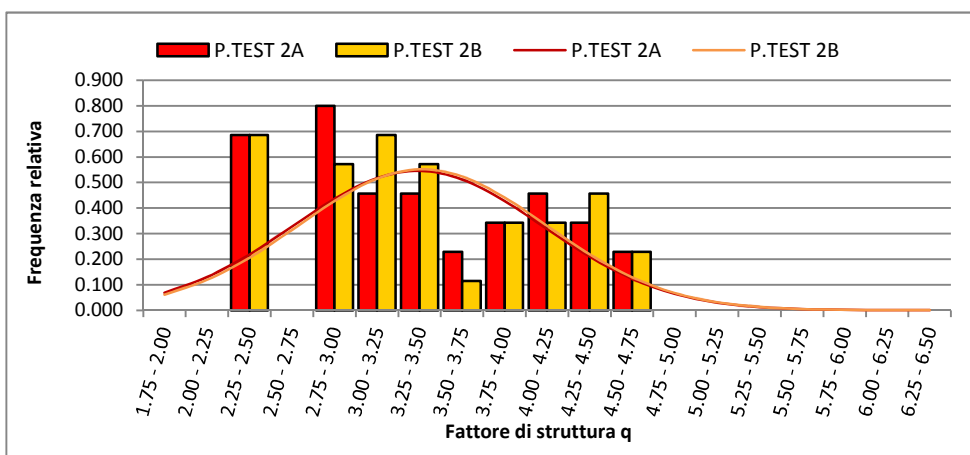
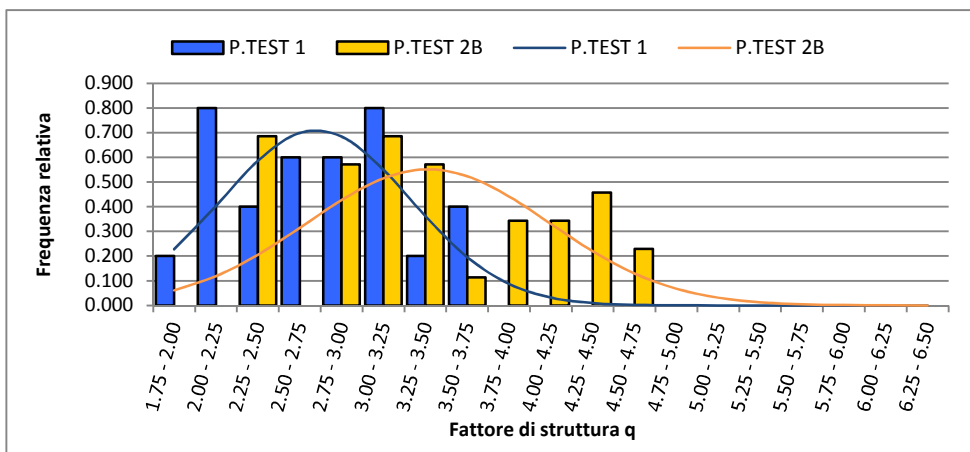
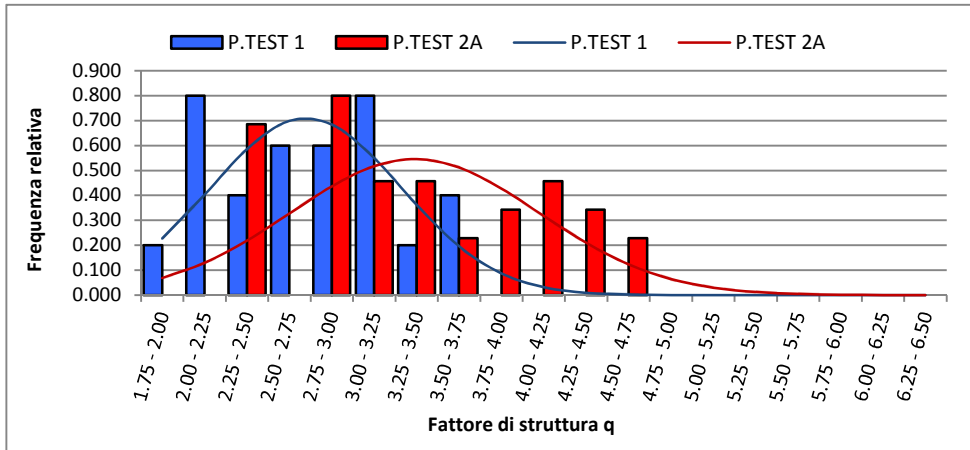
-
- [26] O.P.C.M. n. 3274, 20 marzo 2003
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- [27] W. C. Pang, D. V. Rosowsky, S. Pei, J. W. Van de Lindt.
Evolutionary Parameter Hysteretic Model for Wood Shear Walls.
Journal of structural engineering, August 2007.
- [28] Shiling Pei, Marjan Popovski, John van de Lindt.
Performance Based Design and Force Modification Factors for CLT structures.
International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Meeting 45, Sweden, August 2012.
- [29] M. Piazza, A. Polastri, R. Tomasi.
Ductility of timber joints under static and cyclic loads.
Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 2011.
- [30] Maurizio Piazza, Roberto Tomasi, Roberto Modena.
Strutture in legno.
Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee.
Hoepli, 2005.
- [31] Marjan Popovski, Erol Karacabeyli.
Force Modification Factors and Capacity Design Procedures for Braced Timber Frames.
14th WCEE, Beijing, China, 12 – 17 October 2008.
- [32] Marjan Popovski, Johannes Schneider, Matthias Schweinsteiger.
Lateral load resistance of cross-laminated wood panels.
WCTE 2010.
- [33] Luca Pozza, Roberto Scotta.
Valutazione numerica del comportamento sismico e del fattore di struttura “q” di edifici in legno con pareti tipo XLam.
ANIDIS, Bari 2011.
-

- [34] Luca Pozza, Roberto Scotta.
Sviluppo e validazione di un modello non lineare per la determinazione del fattore di struttura “q” di edifici in legno a parete massiccia tipo X-Lam.
- [35] Nicolas Richard, Motoi Yasumura, Luc Devanne.
Prediction of seismic behavior of wood-framed shear walls with openings by pseudodynamic test and FE model.
J Wood Sci, 2003.
- [36] Giovanni Rinaldin, Claudio Amadio, Massimo Fragiaco.
A component approach for non-linear behavior of cross-laminated solid timber panels.
ANIDIS, Bari 2011.
- [37] Jorge Ruiz-García, Eduardo Miranda.
Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures.
Earthquake engineering and structural dynamics 2003; 32: 1237-1258.
- [38] Carmen Sandhaas.
Projekt SOFIE – Erdbebenverhalten von Häusern aus XLAM.
Holzbaufachtagung 2006, September 29, 2006 – Graz, Austria.
- [39] C. Sandhaas, J. W. G. van de Kuilen, Ario Ceccotti.
Analysis of X-LAM panel-to-panel connections under monotonic and cyclic loading.
International Council for Research and Innovation in Building and Construction, Meeting 42, Switzerland, August 2009.
- [40] Patrick Schädle, Hans Joachim Blaß.
Earthquake behavior of modern timber construction systems.
WCTE 2010.
- [41] John Van de Lindt, Shiling Pei, Steven E. Pryor, Douglas Rammer, Hidemaru Shimizu, Kazuki Tachibana, Hiroshi Isoda, Izumi Nakamura.
Experimental seismic response of a full-scale six-story wood apartment building.
WCTE 2010.

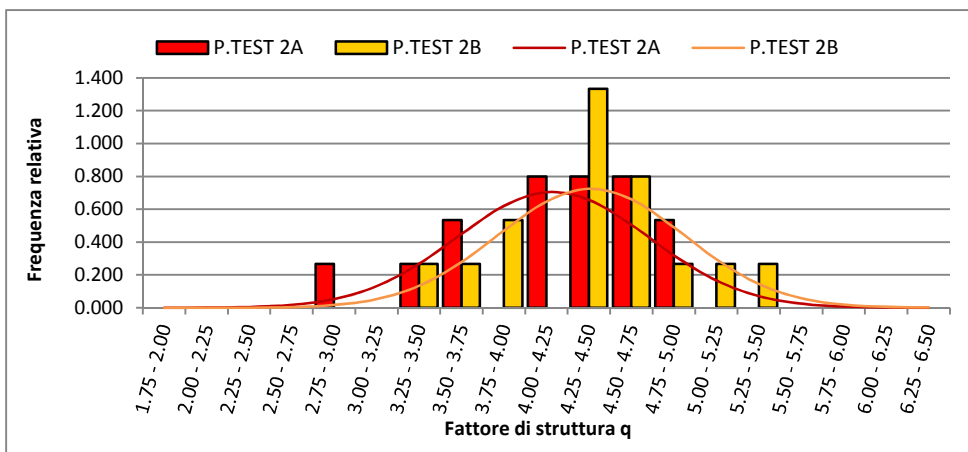
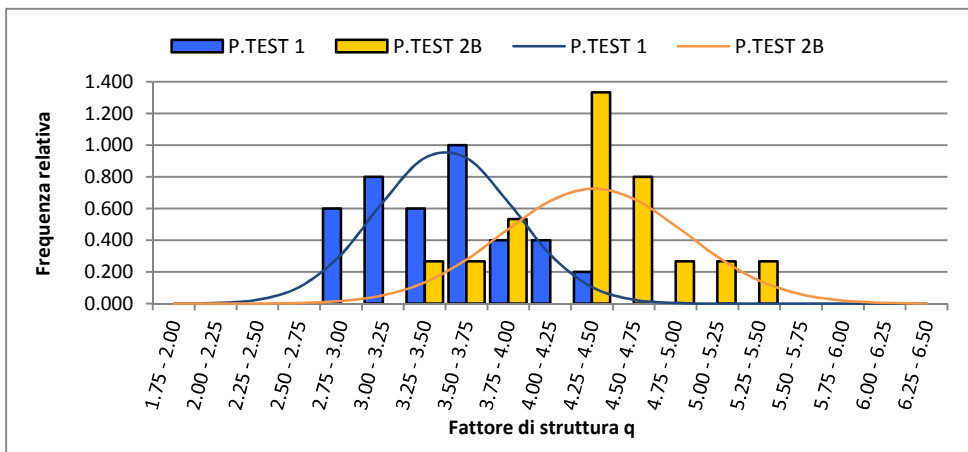
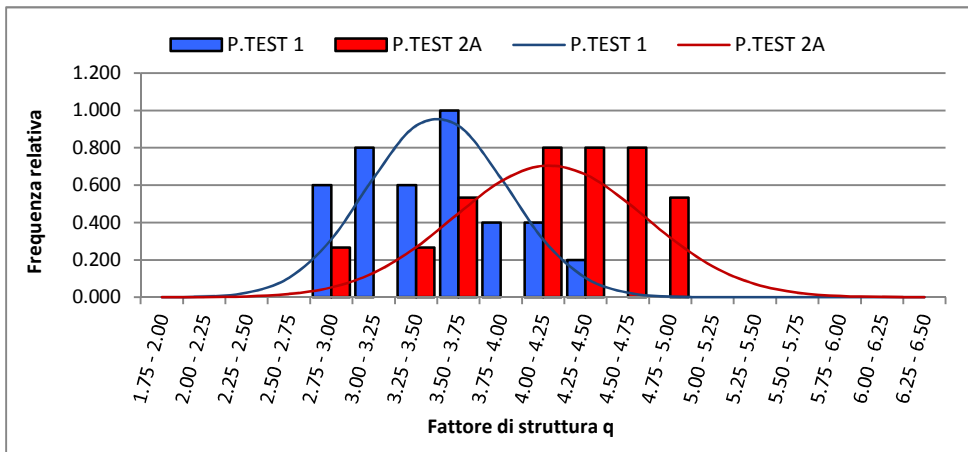
- [42] Maurice W. White, J. Daniel Dolan.
Nonlinear Shear-wall Analysis.
Journal of structural engineering, November 1995.
- [43] Ernie Y. Wong.
Verification of an analytical hysteresis model for dowel-type timber connections using shake table tests.
Master Thesis, November 1999.
- [44] Sito web dell'istituto IVALSA, San Michele all'Adige (TN).
www.ivalsa.cnr.it
- [45] Sito della National Science Foundation.
www.nsf.gov
- [46] www.techniker.co.uk
- [47] Sito web dell'azienda WOOD BETON S.p.a.
www.woodbeton.it
- [48] Software OPENSEES: Open System for Earthquake Engineering Simulation.
Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Appendice A: Istogrammi e curve gaussiane

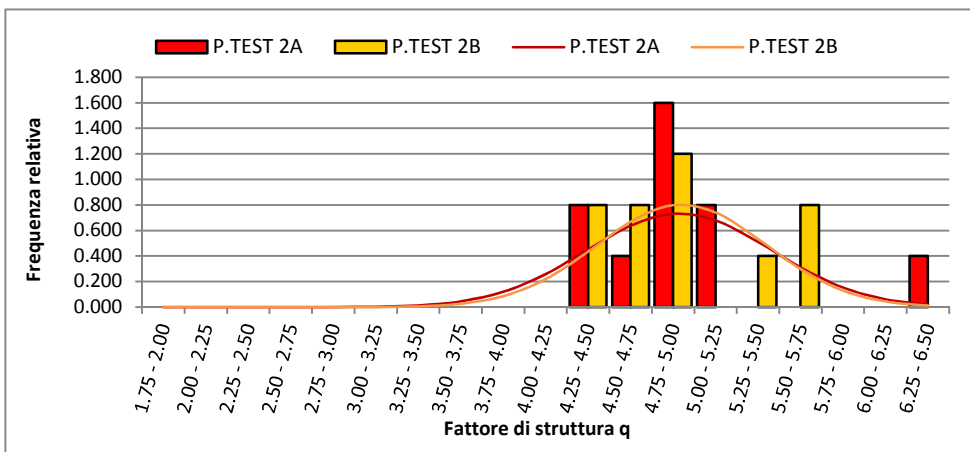
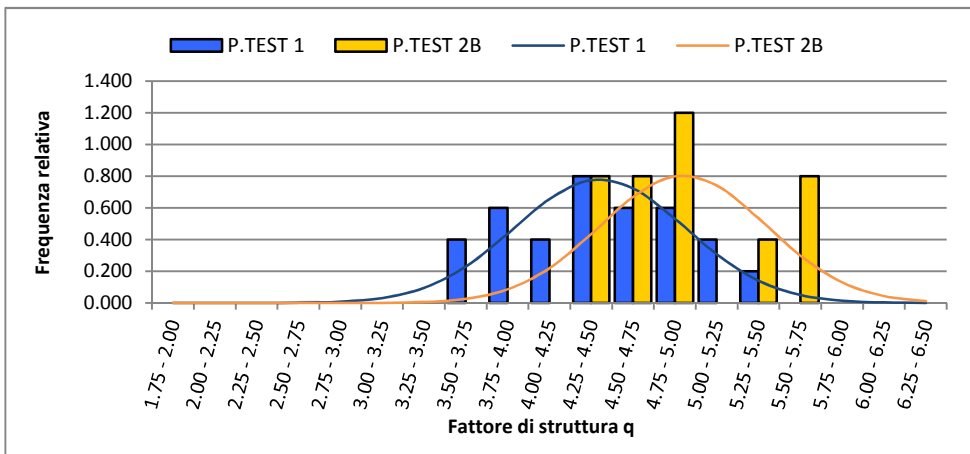
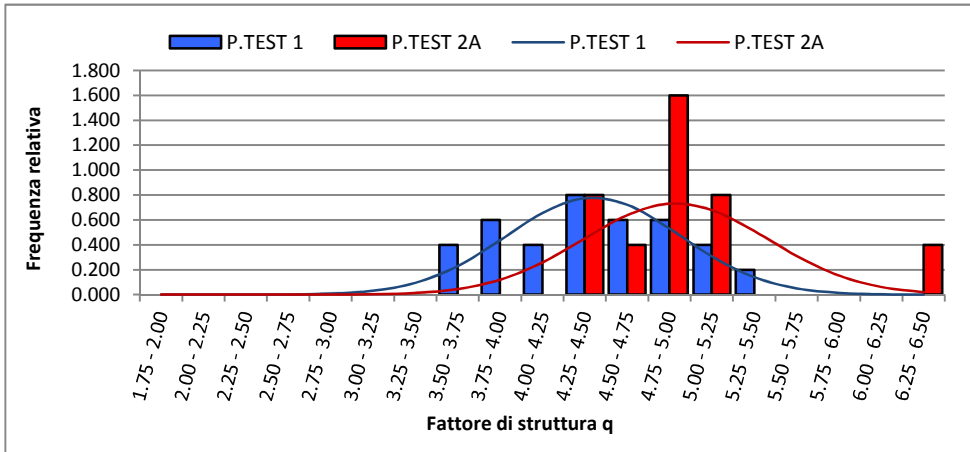
Grafici A1 Conteggio per le analisi relative ai casi con β compreso tra 1 e 2 (pushover e time-history).



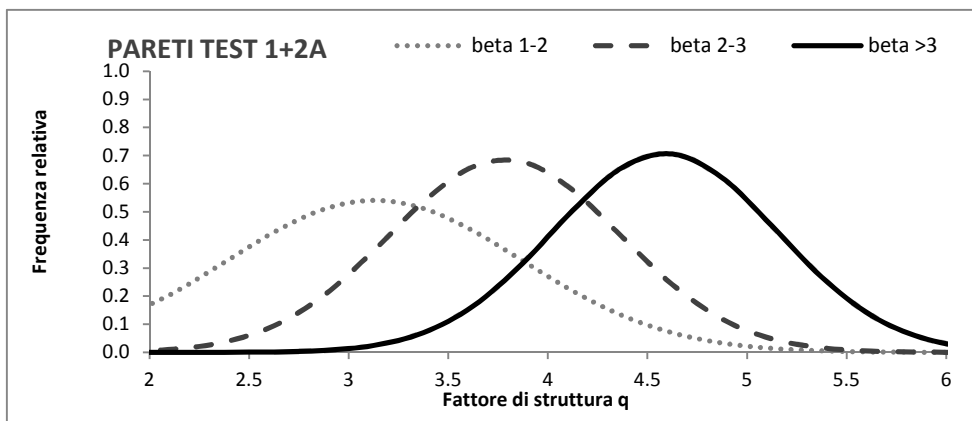
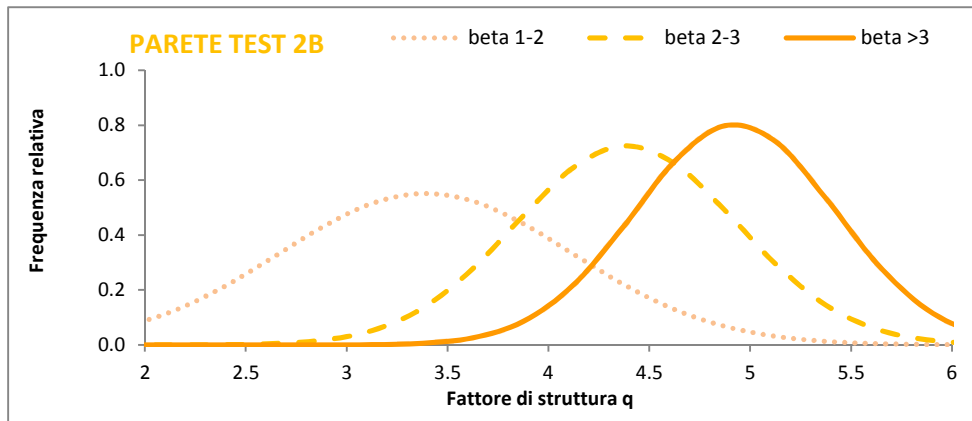
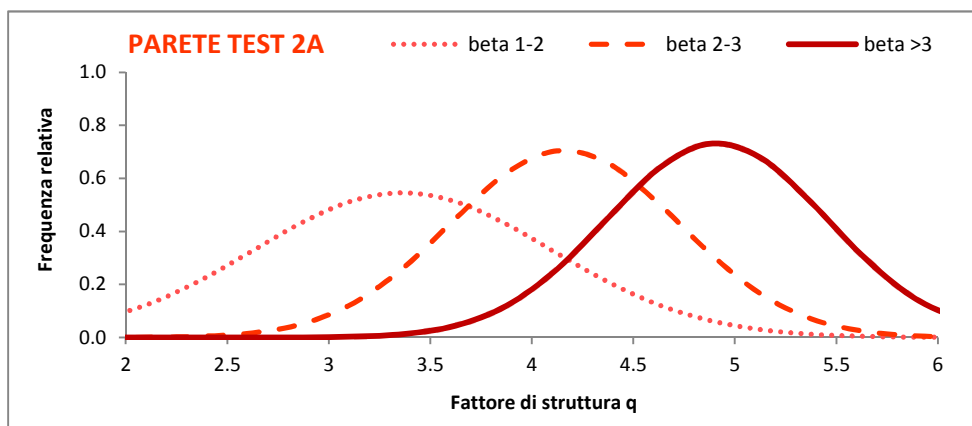
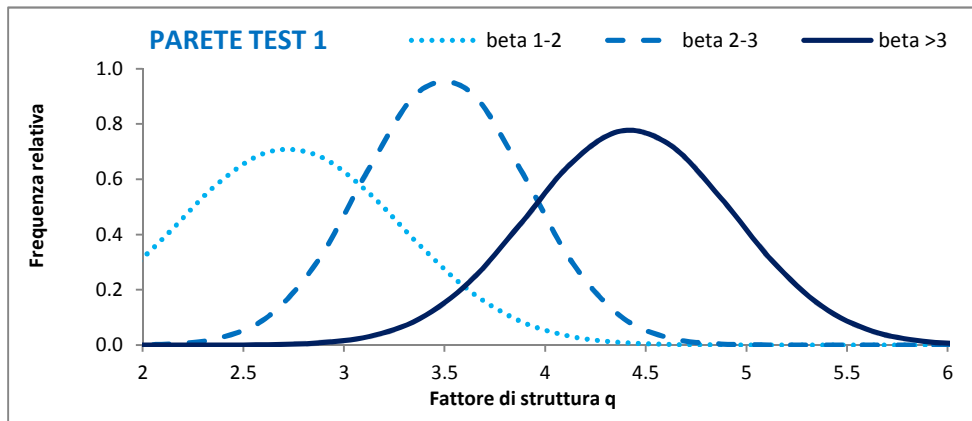
Grafici A2 Conteggio per le analisi relative ai casi con β compreso tra 2 e 3 (pushover e time-history).



Grafici A3 Conteggio per le analisi relative ai casi con β maggiore di 3 (pushover e time-history).



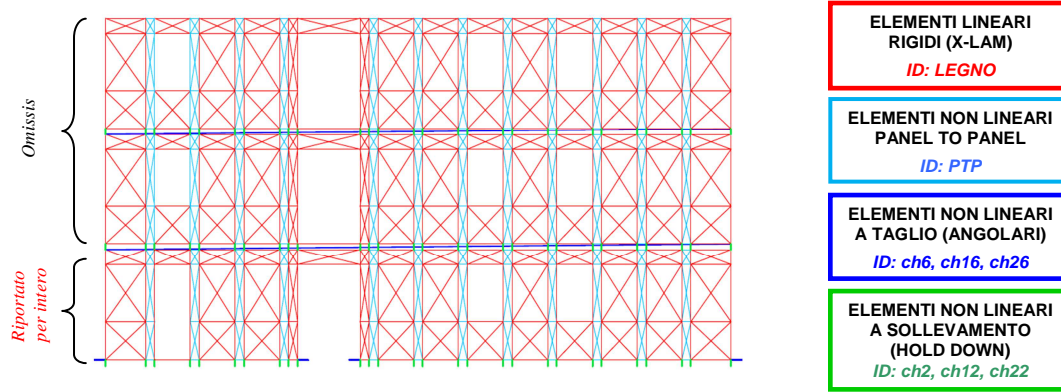
GraficiA4 Gaussiane relative ai tre intervalli del parametro β (pushover e time-history).



Appendice B: modello FEM

Mesh della parete test n.1 a tre piani con pannelli giuntati ogni 1,25m. Per tutti gli ulteriori casi studio è stato necessario aggiungere o togliere nodi ed elementi truss lineari e non lineari.

Vengono riportati solo gli elementi relativi al piano terra, il resto è omissso per brevità.



```
##### Description: Modello dell'edificio -PROGETTO C.A.S.E. Abruzzo #####
##### Analisi statiche e dinamiche non lineari #####
## ##### Studio dell'edificio ad altezza crescente fino a 7 livelli e diverse configurazioni dei giunti ## #####
```

wipe

```
#-----
#create the ModelBuilder object
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 2
#-----
# subroutine esterne (cicli isteretici degli elementi)
source ch2s.tcl
source ch2ps.tcl
source ch6ss.tcl
source ch6ds.tcl
source ch12s.tcl
source ch22s.tcl
source ch16s.tcl
source ch26s.tcl
source ptp_40.tcl
source ptp_100.tcl
source ptp_150.tcl
#-----
#definizione variabili lunghezza molle ed elementi
set l_ch6 1.0
set l_ch16 17500.6
set l_ptp_40 472.0
set l_ptp_100 1031.0
set l_ptp_150 1521.0
set l_traverso1 1000.0
set l_traverso2 250.0
set l_montante1 2900.0
set l_montante2 150.0
set h_porta 2500.0
set h_finestra 1500.0
set l_ch2 $l_montante2
#-----
#definizione variabili numero molle
set n_ch2 1.3
set n_ch2p 0.00
set n_ch12 0.70
set n_ch22 0.3
set n_ch6s 0.60
set n_ch6d 1.20
set n_ch16 7.0
```


set n_ch26 3.0
set n_ptp 0.25

#-----
#definizione variabili massa di facciata

set g 9806
set M_L0 37.00
set M_L1 37.00
set M_L2 18.00
set mL0 [expr \$M_L0/28]
set mL1 [expr \$M_L1/28]
set mL2 [expr \$M_L2/28]

#-----
#definizione dei nodi del modello suddivisi per livello

#NODI AFFERENTI AL LIVELLO 0

node 800 [expr -\$l_ch6] 0.0

node 801 0.0 [expr -\$l_ch2]
node 802 [expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*0.5] [expr -\$l_ch2]
node 803 [expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*1.5] [expr -\$l_ch2]
node 804 [expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*1.5] [expr -\$l_ch2]
node 805 [expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*2.5] [expr -\$l_ch2]
node 806 [expr \$l_traverso1*3+\$l_traverso2*2.5] [expr -\$l_ch2]
node 807 [expr \$l_traverso1*3+\$l_traverso2*3.5] [expr -\$l_ch2]
node 808 [expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*3.5] [expr -\$l_ch2]
node 809 [expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*4.5] [expr -\$l_ch2]
node 810 [expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*5.5] [expr -\$l_ch2]
node 811 [expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*4.5] [expr -\$l_ch2]
node 812 [expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*5.5] [expr -\$l_ch2]
node 813 [expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*6.5] [expr -\$l_ch2]
node 814 [expr \$l_traverso1*7+\$l_traverso2*6.5] [expr -\$l_ch2]
node 815 [expr \$l_traverso1*7+\$l_traverso2*7.5] [expr -\$l_ch2]
node 816 [expr \$l_traverso1*8+\$l_traverso2*7.5] [expr -\$l_ch2]
node 817 [expr \$l_traverso1*8+\$l_traverso2*8.5] [expr -\$l_ch2]
node 818 [expr \$l_traverso1*9+\$l_traverso2*8.5] [expr -\$l_ch2]
node 819 [expr \$l_traverso1*9+\$l_traverso2*9.5] [expr -\$l_ch2]
node 820 [expr \$l_traverso1*10+\$l_traverso2*9.5] [expr -\$l_ch2]
node 821 [expr \$l_traverso1*10+\$l_traverso2*10.5] [expr -\$l_ch2]
#node 822 [expr \$l_traverso1*11+\$l_traverso2*10.5-200] [expr -\$l_ch2]
node 823 [expr \$l_traverso1*11+\$l_traverso2*10.5] [expr -\$l_ch2]
node 824 [expr \$l_traverso1*11+\$l_traverso2*11.5] [expr -\$l_ch2]
node 825 [expr \$l_traverso1*12+\$l_traverso2*11.5] [expr -\$l_ch2]
node 826 [expr \$l_traverso1*12+\$l_traverso2*12.5] [expr -\$l_ch2]
node 827 [expr \$l_traverso1*13+\$l_traverso2*12.5] [expr -\$l_ch2]
node 828 [expr \$l_traverso1*13+\$l_traverso2*13.5] [expr -\$l_ch2]
node 829 [expr \$l_traverso1*14+\$l_traverso2*14] [expr -\$l_ch2]

node 830 [expr \$l_traverso1*14+\$l_traverso2*14+\$l_ch6] 0.0

node 840 [expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*5.5+\$l_ch6] 0.0
node 841 [expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*4.5-\$l_ch6] 0.0

node 1 0.0 0.0
node 2 [expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*0.5] 0.0
node 3 [expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*1.5] 0.0
node 4 [expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*1.5] 0.0
node 5 [expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*2.5] 0.0
node 6 [expr \$l_traverso1*3+\$l_traverso2*2.5] 0.0
node 7 [expr \$l_traverso1*3+\$l_traverso2*3.5] 0.0
node 8 [expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*3.5] 0.0
node 9 [expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*4.5] 0.0
node 10 [expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*5.5] 0.0
node 11 [expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*4.5] 0.0
node 12 [expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*5.5] 0.0
node 13 [expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*6.5] 0.0
node 14 [expr \$l_traverso1*7+\$l_traverso2*6.5] 0.0
node 15 [expr \$l_traverso1*7+\$l_traverso2*7.5] 0.0
node 16 [expr \$l_traverso1*8+\$l_traverso2*7.5] 0.0
node 17 [expr \$l_traverso1*8+\$l_traverso2*8.5] 0.0
node 18 [expr \$l_traverso1*9+\$l_traverso2*8.5] 0.0

node 91	0.0	\$l_montante1
node 92	[expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*0.5]	\$l_montante1
node 93	[expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*1.5]	\$l_montante1
node 94	[expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*1.5]	\$l_montante1
node 95	[expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*2.5]	\$l_montante1
node 96	[expr \$l_traverso1*3+\$l_traverso2*2.5]	\$l_montante1
node 97	[expr \$l_traverso1*3+\$l_traverso2*3.5]	\$l_montante1
node 98	[expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*3.5]	\$l_montante1
node 99	[expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*4.5]	\$l_montante1
node 100	[expr \$l_traverso1*4+\$l_traverso2*5.5]	\$l_montante1
node 101	[expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*4.5]	\$l_montante1
node 102	[expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*5.5]	\$l_montante1
node 103	[expr \$l_traverso1*6+\$l_traverso2*6.5]	\$l_montante1
node 104	[expr \$l_traverso1*7+\$l_traverso2*6.5]	\$l_montante1
node 105	[expr \$l_traverso1*7+\$l_traverso2*7.5]	\$l_montante1
node 106	[expr \$l_traverso1*8+\$l_traverso2*7.5]	\$l_montante1
node 107	[expr \$l_traverso1*8+\$l_traverso2*8.5]	\$l_montante1
node 108	[expr \$l_traverso1*9+\$l_traverso2*8.5]	\$l_montante1
node 109	[expr \$l_traverso1*9+\$l_traverso2*9.5]	\$l_montante1
node 110	[expr \$l_traverso1*10+\$l_traverso2*9.5]	\$l_montante1
node 111	[expr \$l_traverso1*10+\$l_traverso2*10.5]	\$l_montante1
#node 112	[expr \$l_traverso1*11+\$l_traverso2*10.5-200]	\$l_montante1
node 113	[expr \$l_traverso1*11+\$l_traverso2*10.5]	\$l_montante1
node 114	[expr \$l_traverso1*11+\$l_traverso2*11.5]	\$l_montante1
node 115	[expr \$l_traverso1*12+\$l_traverso2*11.5]	\$l_montante1
node 116	[expr \$l_traverso1*12+\$l_traverso2*12.5]	\$l_montante1
node 117	[expr \$l_traverso1*13+\$l_traverso2*12.5]	\$l_montante1
node 118	[expr \$l_traverso1*13+\$l_traverso2*13.5]	\$l_montante1
node 119	[expr \$l_traverso1*14+\$l_traverso2*14]	\$l_montante1

#NODI AFFERENTI AL LIVELLO 1: [ID = nodi piano terra + 1000]

node 1001	0.0	[expr \$l_montante1+\$l_montante2]
node 1002	[expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*0.5]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2]
node 1003	[expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*1.5]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2]
node 1004	[expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*1.5]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2]
node 1005	[expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*2.5]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2]

... omissis ...

node 1115	[expr \$l_traverso1*12+\$l_traverso2*11.5]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2+\$l_montante1]
node 1116	[expr \$l_traverso1*12+\$l_traverso2*12.5]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2+\$l_montante1]
node 1117	[expr \$l_traverso1*13+\$l_traverso2*12.5]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2+\$l_montante1]
node 1118	[expr \$l_traverso1*13+\$l_traverso2*13.5]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2+\$l_montante1]
node 1119	[expr \$l_traverso1*14+\$l_traverso2*14]	[expr \$l_montante1+\$l_montante2+\$l_montante1]

#NODI AFFERENTI AL LIVELLO 2: [ID = nodi piano terra + 2000]

node 2001	0.0	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2]
node 2002	[expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*0.5]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2]
node 2003	[expr \$l_traverso1+\$l_traverso2*1.5]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2]
node 2004	[expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*1.5]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2]
node 2005	[expr \$l_traverso1*2+\$l_traverso2*2.5]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2]

... omissis ...

node 2115	[expr \$l_traverso1*12+\$l_traverso2*11.5]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2+\$l_montante1]
node 2116	[expr \$l_traverso1*12+\$l_traverso2*12.5]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2+\$l_montante1]
node 2117	[expr \$l_traverso1*13+\$l_traverso2*12.5]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2+\$l_montante1]
node 2118	[expr \$l_traverso1*13+\$l_traverso2*13.5]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2+\$l_montante1]
node 2119	[expr \$l_traverso1*14+\$l_traverso2*14]	[expr \$l_montante1*2+\$l_montante2*2+\$l_montante1]

#-----

#definizione dei materiali

telai in legno

set matID_legno 0
set E 1.0e9
uniaxialMaterial Elastic \$matID_legno \$E

#molla a taglio di base

set matID_ch6d 61
ch6ds \$matID_ch6d \$l_ch6 \$n_ch6d
set matID_ch6s 62
ch6ss \$matID_ch6s \$l_ch6 \$n_ch6s
set matID_ch16 16
ch16s \$matID_ch16 \$l_ch16 \$n_ch16
set matID_ch26 26
ch26s \$matID_ch26 \$l_ch16 \$n_ch26

#giunto verticale

set matID_ptp_40 4
ptp_40 \$matID_ptp_40 \$l_ptp_40 \$n_ptp
set matID_ptp_100 10
ptp_100 \$matID_ptp_100 \$l_ptp_100 \$n_ptp
set matID_ptp_150 15
ptp_150 \$matID_ptp_150 \$l_ptp_150 \$n_ptp

#holdown NL

set matID_ch2 2
ch2s \$matID_ch2 \$l_ch2 \$n_ch2
set matID_ch2p 3
ch2ps \$matID_ch2p \$l_ch2 \$n_ch2p
set matID_ch12 12
ch12s \$matID_ch12 \$l_montante2 \$n_ch12
set matID_ch22 22
ch22s \$matID_ch22 \$l_montante2 \$n_ch22

molla solo compressione in parallelo con holdown

set matID_R 9
set E 6.0e6
uniaxialMaterial ENT \$matID_R \$E

*#-----
#definizione degli elementi*

#ELEMENTI AGGIUNTIVI ALLA BASE DELLA PORTA

#element truss	710	10	11	1.0	\$matID_legno
element truss	1710	1010	1011	1.0	\$matID_legno
element truss	2710	2010	2011	1.0	\$matID_legno
#element truss	3710	3010	3011	1.0	\$matID_legno
#element truss	4710	4010	4011	1.0	\$matID_legno

#ELEMENTI LIVELLO 0 (fori aperti con #)

#telaio pareti -elementi orizzontali ID=nodo di partenza-

element truss	1	1	2	1.0	\$matID_legno
element truss	2	2	3	1.0	\$matID_legno
element truss	3	3	4	1.0	\$matID_legno
element truss	4	4	5	1.0	\$matID_legno
element truss	5	5	6	1.0	\$matID_legno
element truss	6	6	7	1.0	\$matID_legno
element truss	7	7	8	1.0	\$matID_legno
element truss	8	8	9	1.0	\$matID_legno
element truss	9	9	10	1.0	\$matID_legno
#element truss	10	10	11	1.0	\$matID_legno
element truss	11	11	12	1.0	\$matID_legno
element truss	12	12	13	1.0	\$matID_legno
element truss	13	13	14	1.0	\$matID_legno
element truss	14	14	15	1.0	\$matID_legno
element truss	15	15	16	1.0	\$matID_legno
element truss	16	16	17	1.0	\$matID_legno
element truss	17	17	18	1.0	\$matID_legno
element truss	18	18	19	1.0	\$matID_legno

element truss	19	19	20	1.0	\$matID_legno
element truss	20	20	21	1.0	\$matID_legno
element truss	21	21	23	1.0	\$matID_legno
#element truss	21	21	22	1.0	\$matID_legno
#element truss	22	22	23	1.0	\$matID_legno
element truss	23	23	24	1.0	\$matID_legno
element truss	24	24	25	1.0	\$matID_legno
element truss	25	25	26	1.0	\$matID_legno
element truss	26	26	27	1.0	\$matID_legno
element truss	27	27	28	1.0	\$matID_legno
element truss	28	28	29	1.0	\$matID_legno
element truss	31	31	32	1.0	\$matID_legno
element truss	32	32	33	1.0	\$matID_legno
#element truss	33	33	34	1.0	\$matID_legno
element truss	34	34	35	1.0	\$matID_legno
element truss	35	35	36	1.0	\$matID_legno
element truss	36	36	37	1.0	\$matID_legno
element truss	37	37	38	1.0	\$matID_legno
element truss	38	38	39	1.0	\$matID_legno
element truss	39	39	40	1.0	\$matID_legno
#element truss	40	40	41	1.0	\$matID_legno
element truss	41	41	42	1.0	\$matID_legno
element truss	42	42	43	1.0	\$matID_legno
element truss	43	43	44	1.0	\$matID_legno
element truss	44	44	45	1.0	\$matID_legno
element truss	45	45	46	1.0	\$matID_legno
element truss	46	46	47	1.0	\$matID_legno
element truss	47	47	48	1.0	\$matID_legno
element truss	48	48	49	1.0	\$matID_legno
element truss	49	49	50	1.0	\$matID_legno
element truss	50	50	51	1.0	\$matID_legno
element truss	51	51	53	1.0	\$matID_legno
#element truss	51	51	52	1.0	\$matID_legno
#element truss	52	52	53	1.0	\$matID_legno
element truss	53	53	54	1.0	\$matID_legno
element truss	54	54	55	1.0	\$matID_legno
element truss	55	55	56	1.0	\$matID_legno
element truss	56	56	57	1.0	\$matID_legno
element truss	57	57	58	1.0	\$matID_legno
element truss	58	58	59	1.0	\$matID_legno
element truss	61	61	62	1.0	\$matID_legno
element truss	62	62	63	1.0	\$matID_legno
element truss	63	63	64	1.0	\$matID_legno
element truss	64	64	65	1.0	\$matID_legno
element truss	65	65	66	1.0	\$matID_legno
element truss	66	66	67	1.0	\$matID_legno
element truss	67	67	68	1.0	\$matID_legno
element truss	68	68	69	1.0	\$matID_legno
element truss	69	69	70	1.0	\$matID_legno
element truss	70	70	71	1.0	\$matID_legno
element truss	71	71	72	1.0	\$matID_legno
element truss	72	72	73	1.0	\$matID_legno
element truss	73	73	74	1.0	\$matID_legno
element truss	74	74	75	1.0	\$matID_legno
element truss	75	75	76	1.0	\$matID_legno
element truss	76	76	77	1.0	\$matID_legno
element truss	77	77	78	1.0	\$matID_legno
element truss	78	78	79	1.0	\$matID_legno
element truss	79	79	80	1.0	\$matID_legno
element truss	80	80	81	1.0	\$matID_legno
element truss	81	81	83	1.0	\$matID_legno
#element truss	81	81	82	1.0	\$matID_legno
#element truss	82	82	83	1.0	\$matID_legno
element truss	83	83	84	1.0	\$matID_legno
element truss	84	84	85	1.0	\$matID_legno
element truss	85	85	86	1.0	\$matID_legno
element truss	86	86	87	1.0	\$matID_legno
element truss	87	87	88	1.0	\$matID_legno
element truss	88	88	89	1.0	\$matID_legno

element truss	91	91	92	1.0	\$matID_legno
element truss	92	92	93	1.0	\$matID_legno
element truss	93	93	94	1.0	\$matID_legno
element truss	94	94	95	1.0	\$matID_legno
element truss	95	95	96	1.0	\$matID_legno
element truss	96	96	97	1.0	\$matID_legno
element truss	97	97	98	1.0	\$matID_legno
element truss	98	98	99	1.0	\$matID_legno
element truss	99	99	100	1.0	\$matID_legno
element truss	100	100	101	1.0	\$matID_legno
element truss	101	101	102	1.0	\$matID_legno
element truss	102	102	103	1.0	\$matID_legno
element truss	103	103	104	1.0	\$matID_legno
element truss	104	104	105	1.0	\$matID_legno
element truss	105	105	106	1.0	\$matID_legno
element truss	106	106	107	1.0	\$matID_legno
element truss	107	107	108	1.0	\$matID_legno
element truss	108	108	109	1.0	\$matID_legno
element truss	109	109	110	1.0	\$matID_legno
element truss	110	110	111	1.0	\$matID_legno
element truss	111	111	113	1.0	\$matID_legno
#element truss	111	111	112	1.0	\$matID_legno
#element truss	112	112	113	1.0	\$matID_legno
element truss	113	113	114	1.0	\$matID_legno
element truss	114	114	115	1.0	\$matID_legno
element truss	115	115	116	1.0	\$matID_legno
element truss	116	116	117	1.0	\$matID_legno
element truss	117	117	118	1.0	\$matID_legno
element truss	118	118	119	1.0	\$matID_legno

#telaio pareti -elementi verticali ID=nodo di partenza+200-

element truss	201	1	31	1.0	\$matID_legno
element truss	202	2	32	1.0	\$matID_legno
element truss	203	3	33	1.0	\$matID_legno
element truss	204	4	34	1.0	\$matID_legno
element truss	205	5	35	1.0	\$matID_legno
element truss	206	6	36	1.0	\$matID_legno
element truss	207	7	37	1.0	\$matID_legno
element truss	208	8	38	1.0	\$matID_legno
element truss	209	9	39	1.0	\$matID_legno
element truss	210	10	40	1.0	\$matID_legno
element truss	211	11	41	1.0	\$matID_legno
element truss	212	12	42	1.0	\$matID_legno
element truss	213	13	43	1.0	\$matID_legno
element truss	214	14	44	1.0	\$matID_legno
element truss	215	15	45	1.0	\$matID_legno
element truss	216	16	46	1.0	\$matID_legno
element truss	217	17	47	1.0	\$matID_legno
element truss	218	18	48	1.0	\$matID_legno
element truss	219	19	49	1.0	\$matID_legno
element truss	220	20	50	1.0	\$matID_legno
element truss	221	21	51	1.0	\$matID_legno
#element truss	222	22	52	1.0	\$matID_legno
element truss	223	23	53	1.0	\$matID_legno
element truss	224	24	54	1.0	\$matID_legno
element truss	225	25	55	1.0	\$matID_legno
element truss	226	26	56	1.0	\$matID_legno
element truss	227	27	57	1.0	\$matID_legno
element truss	228	28	58	1.0	\$matID_legno
element truss	229	29	59	1.0	\$matID_legno
element truss	231	31	61	1.0	\$matID_legno
element truss	232	32	62	1.0	\$matID_legno
element truss	233	33	63	1.0	\$matID_legno
element truss	234	34	64	1.0	\$matID_legno
element truss	235	35	65	1.0	\$matID_legno
element truss	236	36	66	1.0	\$matID_legno
element truss	237	37	67	1.0	\$matID_legno
element truss	238	38	68	1.0	\$matID_legno
element truss	239	39	69	1.0	\$matID_legno
element truss	240	40	70	1.0	\$matID_legno

element truss	241	41	71	1.0	\$matID_legno
element truss	242	42	72	1.0	\$matID_legno
element truss	243	43	73	1.0	\$matID_legno
element truss	244	44	74	1.0	\$matID_legno
element truss	245	45	75	1.0	\$matID_legno
element truss	246	46	76	1.0	\$matID_legno
element truss	247	47	77	1.0	\$matID_legno
element truss	248	48	78	1.0	\$matID_legno
element truss	249	49	79	1.0	\$matID_legno
element truss	250	50	80	1.0	\$matID_legno
element truss	251	51	81	1.0	\$matID_legno
#element truss	252	52	82	1.0	\$matID_legno
element truss	253	53	83	1.0	\$matID_legno
element truss	254	54	84	1.0	\$matID_legno
element truss	255	55	85	1.0	\$matID_legno
element truss	256	56	86	1.0	\$matID_legno
element truss	257	57	87	1.0	\$matID_legno
element truss	258	58	88	1.0	\$matID_legno
element truss	259	59	89	1.0	\$matID_legno
element truss	261	61	91	1.0	\$matID_legno
element truss	262	62	92	1.0	\$matID_legno
element truss	263	63	93	1.0	\$matID_legno
element truss	264	64	94	1.0	\$matID_legno
element truss	265	65	95	1.0	\$matID_legno
element truss	266	66	96	1.0	\$matID_legno
element truss	267	67	97	1.0	\$matID_legno
element truss	268	68	98	1.0	\$matID_legno
element truss	269	69	99	1.0	\$matID_legno
element truss	270	70	100	1.0	\$matID_legno
element truss	271	71	101	1.0	\$matID_legno
element truss	272	72	102	1.0	\$matID_legno
element truss	273	73	103	1.0	\$matID_legno
element truss	274	74	104	1.0	\$matID_legno
element truss	275	75	105	1.0	\$matID_legno
element truss	276	76	106	1.0	\$matID_legno
element truss	277	77	107	1.0	\$matID_legno
element truss	278	78	108	1.0	\$matID_legno
element truss	279	79	109	1.0	\$matID_legno
element truss	280	80	110	1.0	\$matID_legno
element truss	281	81	111	1.0	\$matID_legno
#element truss	282	82	112	1.0	\$matID_legno
element truss	283	83	113	1.0	\$matID_legno
element truss	284	84	114	1.0	\$matID_legno
element truss	285	85	115	1.0	\$matID_legno
element truss	286	86	116	1.0	\$matID_legno
element truss	287	87	117	1.0	\$matID_legno
element truss	288	88	118	1.0	\$matID_legno
element truss	289	89	119	1.0	\$matID_legno

#telaio pareti -elementi diagonali ID=nodo di partenza+300-

element truss	301	1	32	1.0	\$matID_legno
element truss	302	2	31	1.0	\$matID_legno
#element truss	303	3	34	1.0	\$matID_legno
#element truss	304	4	33	1.0	\$matID_legno
element truss	305	5	36	1.0	\$matID_legno
element truss	306	6	35	1.0	\$matID_legno
element truss	307	7	38	1.0	\$matID_legno
element truss	308	8	37	1.0	\$matID_legno
element truss	309	9	40	1.0	\$matID_legno
element truss	310	10	39	1.0	\$matID_legno
element truss	311	11	42	1.0	\$matID_legno
element truss	312	12	41	1.0	\$matID_legno
element truss	313	13	44	1.0	\$matID_legno
element truss	314	14	43	1.0	\$matID_legno
element truss	315	15	46	1.0	\$matID_legno
element truss	316	16	45	1.0	\$matID_legno
element truss	317	17	48	1.0	\$matID_legno
element truss	318	18	47	1.0	\$matID_legno
element truss	319	19	50	1.0	\$matID_legno
element truss	320	20	49	1.0	\$matID_legno
element truss	321	21	53	1.0	\$matID_legno

element truss 323	23	51	1.0	\$matID_legno
#element truss 321	21	52	1.0	\$matID_legno
#element truss 322	22	51	1.0	\$matID_legno
#element truss 323	23	52	1.0	\$matID_legno
element truss 324	24	55	1.0	\$matID_legno
element truss 325	25	54	1.0	\$matID_legno
element truss 326	26	57	1.0	\$matID_legno
element truss 327	27	56	1.0	\$matID_legno
element truss 328	28	59	1.0	\$matID_legno
element truss 329	29	58	1.0	\$matID_legno
element truss 331	31	62	1.0	\$matID_legno
element truss 332	32	61	1.0	\$matID_legno
#element truss 333	33	64	1.0	\$matID_legno
#element truss 334	34	63	1.0	\$matID_legno
element truss 335	35	66	1.0	\$matID_legno
element truss 336	36	65	1.0	\$matID_legno
element truss 337	37	68	1.0	\$matID_legno
element truss 338	38	67	1.0	\$matID_legno
element truss 339	39	70	1.0	\$matID_legno
element truss 340	40	69	1.0	\$matID_legno
element truss 341	41	72	1.0	\$matID_legno
element truss 342	42	71	1.0	\$matID_legno
element truss 343	43	74	1.0	\$matID_legno
element truss 344	44	73	1.0	\$matID_legno
element truss 345	45	76	1.0	\$matID_legno
element truss 346	46	75	1.0	\$matID_legno
#element truss 347	47	78	1.0	\$matID_legno
#element truss 348	48	77	1.0	\$matID_legno
element truss 349	49	80	1.0	\$matID_legno
element truss 350	50	79	1.0	\$matID_legno
#element truss 351	51	82	1.0	\$matID_legno
#element truss 352	52	81	1.0	\$matID_legno
#element truss 353	53	82	1.0	\$matID_legno
element truss 354	54	85	1.0	\$matID_legno
element truss 355	55	84	1.0	\$matID_legno
element truss 356	56	87	1.0	\$matID_legno
element truss 357	57	86	1.0	\$matID_legno
element truss 358	58	89	1.0	\$matID_legno
element truss 359	59	88	1.0	\$matID_legno
element truss 361	61	92	1.0	\$matID_legno
element truss 362	62	91	1.0	\$matID_legno
element truss 363	63	94	1.0	\$matID_legno
element truss 364	64	93	1.0	\$matID_legno
element truss 365	65	96	1.0	\$matID_legno
element truss 366	66	95	1.0	\$matID_legno
element truss 367	67	98	1.0	\$matID_legno
element truss 368	68	97	1.0	\$matID_legno
element truss 369	69	100	1.0	\$matID_legno
element truss 370	70	99	1.0	\$matID_legno
element truss 371	71	102	1.0	\$matID_legno
element truss 372	72	101	1.0	\$matID_legno
element truss 373	73	104	1.0	\$matID_legno
element truss 374	74	103	1.0	\$matID_legno
element truss 375	75	106	1.0	\$matID_legno
element truss 376	76	105	1.0	\$matID_legno
element truss 377	77	108	1.0	\$matID_legno
element truss 378	78	107	1.0	\$matID_legno
element truss 379	79	110	1.0	\$matID_legno
element truss 380	80	109	1.0	\$matID_legno
element truss 381	81	113	1.0	\$matID_legno
element truss 383	83	111	1.0	\$matID_legno
#element truss 381	81	112	1.0	\$matID_legno
#element truss 382	82	111	1.0	\$matID_legno
#element truss 383	83	112	1.0	\$matID_legno
element truss 384	84	115	1.0	\$matID_legno
element truss 385	85	114	1.0	\$matID_legno
element truss 386	86	117	1.0	\$matID_legno
element truss 387	87	116	1.0	\$matID_legno
element truss 388	88	119	1.0	\$matID_legno
element truss 389	89	118	1.0	\$matID_legno
#element truss 522	22	53	1.0	\$matID_legno

#element truss	552	52	83	1.0	\$matID_legno
#element truss	582	82	113	1.0	\$matID_legno
<i>#architrave porta</i>					
element truss	670	70	101	1.0	\$matID_legno
element truss	671	71	100	1.0	\$matID_legno
<i>#diagonali per giunto verticale -ID=nodo di partenza+400-</i>					
element truss	402	2	33	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	403	3	32	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	404	4	35	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	405	5	34	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	406	6	37	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	407	7	36	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	408	8	39	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	409	9	38	1.0	\$matID_ptp_100
#element truss	410	10	41	1.0	\$matID_ptp_100
#element truss	411	11	40	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	412	12	43	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	413	13	42	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	414	14	45	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	415	15	44	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	416	16	47	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	417	17	46	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	418	18	49	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	419	19	48	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	420	20	51	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	421	21	50	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	423	23	54	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	424	24	53	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	425	25	56	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	426	26	55	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	427	27	58	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	428	28	57	1.0	\$matID_ptp_100
element truss	432	32	63	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	433	33	62	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	434	34	65	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	435	35	64	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	436	36	67	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	437	37	66	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	438	38	69	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	439	39	68	1.0	\$matID_ptp_150
#element truss	440	40	71	1.0	\$matID_ptp_150
#element truss	441	41	70	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	442	42	73	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	443	43	72	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	444	44	75	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	445	45	74	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	446	46	77	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	447	47	76	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	448	48	79	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	449	49	78	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	450	50	81	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	451	51	80	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	453	53	84	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	454	54	83	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	455	55	86	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	456	56	85	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	457	57	88	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	458	58	87	1.0	\$matID_ptp_150
element truss	462	62	93	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	463	63	92	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	464	64	95	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	465	65	94	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	466	66	97	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	467	67	96	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	468	68	99	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	469	69	98	1.0	\$matID_ptp_40
#element truss	470	70	101	1.0	\$matID_ptp_40
#element truss	471	71	100	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	472	72	103	1.0	\$matID_ptp_40

element truss	473	73	102	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	474	74	105	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	475	75	104	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	476	76	107	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	477	77	106	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	478	78	109	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	479	79	108	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	480	80	111	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	481	81	110	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	483	83	114	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	484	84	113	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	485	85	116	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	486	86	115	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	487	87	118	1.0	\$matID_ptp_40
element truss	488	88	117	1.0	\$matID_ptp_40

#angolari

element truss	800	800	1	1.0	\$matID_ch6s
element truss	830	29	830	1.0	\$matID_ch6d
element truss	840	10	840	1.0	\$matID_ch6s
element truss	841	841	11	1.0	\$matID_ch6d

#holdown NL -ID=nodo di arrivo+800-

element truss	801	801	1	1.0	\$matID_ch2
element truss	802	802	2	1.0	\$matID_ch2
element truss	803	803	3	1.0	\$matID_ch2
element truss	804	804	4	1.0	\$matID_ch2
element truss	805	805	5	1.0	\$matID_ch2
element truss	806	806	6	1.0	\$matID_ch2
element truss	807	807	7	1.0	\$matID_ch2
element truss	808	808	8	1.0	\$matID_ch2
element truss	809	809	9	1.0	\$matID_ch2
#element truss	810	810	10	1.0	\$matID_ch2
#element truss	811	811	11	1.0	\$matID_ch2
element truss	812	812	12	1.0	\$matID_ch2
element truss	813	813	13	1.0	\$matID_ch2
element truss	814	814	14	1.0	\$matID_ch2
element truss	815	815	15	1.0	\$matID_ch2
element truss	816	816	16	1.0	\$matID_ch2
element truss	817	817	17	1.0	\$matID_ch2
element truss	818	818	18	1.0	\$matID_ch2
element truss	819	819	19	1.0	\$matID_ch2
element truss	820	820	20	1.0	\$matID_ch2
element truss	821	821	21	1.0	\$matID_ch2
#element truss	822	822	22	1.0	\$matID_ch2
element truss	823	823	23	1.0	\$matID_ch2
element truss	824	824	24	1.0	\$matID_ch2
element truss	825	825	25	1.0	\$matID_ch2
element truss	826	826	26	1.0	\$matID_ch2
element truss	827	827	27	1.0	\$matID_ch2
element truss	828	828	28	1.0	\$matID_ch2
element truss	829	829	29	1.0	\$matID_ch2

#holdown solo compressione -ID=nodo di arrivo+900-

element truss	901	801	1	1.0	\$matID_R
element truss	902	802	2	1.0	\$matID_R
element truss	903	803	3	1.0	\$matID_R
element truss	904	804	4	1.0	\$matID_R
element truss	905	805	5	1.0	\$matID_R
element truss	906	806	6	1.0	\$matID_R
element truss	907	807	7	1.0	\$matID_R
element truss	908	808	8	1.0	\$matID_R
element truss	909	809	9	1.0	\$matID_R
element truss	910	810	10	1.0	\$matID_R
element truss	911	811	11	1.0	\$matID_R
element truss	912	812	12	1.0	\$matID_R
element truss	913	813	13	1.0	\$matID_R
element truss	914	814	14	1.0	\$matID_R
element truss	915	815	15	1.0	\$matID_R
element truss	916	816	16	1.0	\$matID_R
element truss	917	817	17	1.0	\$matID_R

element truss	918	818	18	1.0	\$matID_R
element truss	919	819	19	1.0	\$matID_R
element truss	920	820	20	1.0	\$matID_R
element truss	921	821	21	1.0	\$matID_R
#element truss	922	822	22	1.0	\$matID_R
element truss	923	823	23	1.0	\$matID_R
element truss	924	824	24	1.0	\$matID_R
element truss	925	825	25	1.0	\$matID_R
element truss	926	826	26	1.0	\$matID_R
element truss	927	827	27	1.0	\$matID_R
element truss	928	828	28	1.0	\$matID_R
element truss	929	829	29	1.0	\$matID_R

#ELEMENTI LIVELLO 1 (fori aperti con #-ID=piano terra+1000)

#telaio pareti -elementi orizzontali ID=nodo di partenza-

element truss	1001	1001	1002	1.0	\$matID_legno
element truss	1002	1002	1003	1.0	\$matID_legno
element truss	1003	1003	1004	1.0	\$matID_legno
element truss	1004	1004	1005	1.0	\$matID_legno
element truss	1005	1005	1006	1.0	\$matID_legno

#...omissis...

element truss	1925	115	1025	1.0	\$matID_R
element truss	1926	116	1026	1.0	\$matID_R
element truss	1927	117	1027	1.0	\$matID_R
element truss	1928	118	1028	1.0	\$matID_R
element truss	1929	119	1029	1.0	\$matID_R

#ELEMENTI LIVELLO 2 (fori aperti con #-ID=piano terra+2000)

#telaio pareti -elementi orizzontali ID=nodo di partenza-

element truss	2001	2001	2002	1.0	\$matID_legno
element truss	2002	2002	2003	1.0	\$matID_legno
element truss	2003	2003	2004	1.0	\$matID_legno
element truss	2004	2004	2005	1.0	\$matID_legno
element truss	2005	2005	2006	1.0	\$matID_legno

#...omissis...

element truss	2925	1115	2025	1.0	\$matID_R
element truss	2926	1116	2026	1.0	\$matID_R
element truss	2927	1117	2027	1.0	\$matID_R
element truss	2928	1118	2028	1.0	\$matID_R
element truss	2929	1119	2029	1.0	\$matID_R

#-----

#definizione dei nodi vincolati

fix	800	1	1
fix	801	1	1
fix	802	1	1
fix	803	1	1
fix	804	1	1
fix	805	1	1
fix	806	1	1
fix	807	1	1
fix	808	1	1
fix	809	1	1
fix	810	1	1
fix	811	1	1
fix	812	1	1
fix	813	1	1
fix	814	1	1
fix	815	1	1
fix	816	1	1
fix	817	1	1
fix	818	1	1
fix	819	1	1
fix	820	1	1
fix	821	1	1

#fix 822 1 1
fix 823 1 1
fix 824 1 1
fix 825 1 1
fix 826 1 1
fix 827 1 1
fix 828 1 1
fix 829 1 1
fix 830 1 1
fix 840 1 1
fix 841 1 1

#-----
#applicazione delle masse

mass 91 \$mL0 0.0;
mass 92 \$mL0 0.0;
mass 93 \$mL0 0.0;
mass 94 \$mL0 0.0;
mass 95 \$mL0 0.0;
mass 96 \$mL0 0.0;
mass 97 \$mL0 0.0;
mass 98 \$mL0 0.0;
mass 99 \$mL0 0.0;
mass 100 \$mL0 0.0;
mass 101 \$mL0 0.0;
mass 102 \$mL0 0.0;
mass 103 \$mL0 0.0;
mass 104 \$mL0 0.0;
mass 105 \$mL0 0.0;
mass 106 \$mL0 0.0;
mass 107 \$mL0 0.0;
mass 108 \$mL0 0.0;
mass 109 \$mL0 0.0;
mass 110 \$mL0 0.0;
mass 111 \$mL0 0.0;
#mass 112 \$mL0 0.0;
mass 113 \$mL0 0.0;
mass 114 \$mL0 0.0;
mass 115 \$mL0 0.0;
mass 116 \$mL0 0.0;
mass 117 \$mL0 0.0;
mass 118 \$mL0 0.0;
mass 119 \$mL0 0.0;

mass 1091 \$mL1 0.0;
mass 1092 \$mL1 0.0;
mass 1093 \$mL1 0.0;
mass 1094 \$mL1 0.0;
mass 1095 \$mL1 0.0;
mass 1096 \$mL1 0.0;
mass 1097 \$mL1 0.0;
mass 1098 \$mL1 0.0;
mass 1099 \$mL1 0.0;
mass 1100 \$mL1 0.0;
mass 1101 \$mL1 0.0;
mass 1102 \$mL1 0.0;
mass 1103 \$mL1 0.0;
mass 1104 \$mL1 0.0;
mass 1105 \$mL1 0.0;
mass 1106 \$mL1 0.0;
mass 1107 \$mL1 0.0;
mass 1108 \$mL1 0.0;
mass 1109 \$mL1 0.0;
mass 1110 \$mL1 0.0;
mass 1111 \$mL1 0.0;
#mass 1112 \$mL1 0.0;
mass 1113 \$mL1 0.0;
mass 1114 \$mL1 0.0;
mass 1115 \$mL1 0.0;
mass 1116 \$mL1 0.0;

```
mass 1117 $mL1 0.0;
mass 1118 $mL1 0.0;
mass 1119 $mL1 0.0;
```

```
mass 2091 $mL2 0.0;
mass 2092 $mL2 0.0;
mass 2093 $mL2 0.0;
mass 2094 $mL2 0.0;
mass 2095 $mL2 0.0;
mass 2096 $mL2 0.0;
mass 2097 $mL2 0.0;
mass 2098 $mL2 0.0;
mass 2099 $mL2 0.0;
mass 2100 $mL2 0.0;
mass 2101 $mL2 0.0;
mass 2102 $mL2 0.0;
mass 2103 $mL2 0.0;
mass 2104 $mL2 0.0;
mass 2105 $mL2 0.0;
mass 2106 $mL2 0.0;
mass 2107 $mL2 0.0;
mass 2108 $mL2 0.0;
mass 2109 $mL2 0.0;
mass 2110 $mL2 0.0;
mass 2111 $mL2 0.0;
#mass 2112 $mL2 0.0;
mass 2113 $mL2 0.0;
mass 2114 $mL2 0.0;
mass 2115 $mL2 0.0;
mass 2116 $mL2 0.0;
mass 2117 $mL2 0.0;
mass 2118 $mL2 0.0;
mass 2119 $mL2 0.0;
```

```
#-----
# Applicazione carichi verticali
```

```
pattern Plain 2 Linear {
load 91 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 92 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 93 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 94 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 95 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 96 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 97 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 98 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 99 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 100 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 101 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 102 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 103 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 104 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 105 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 106 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 107 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 108 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 109 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 110 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 111 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
#load 112 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 113 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 114 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 115 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 116 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 117 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 118 0.0 [expr -$mL0*$g/2];
load 119 0.0 [expr -$mL0*$g/2];

load 1091 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1092 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1093 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
```

```
load 1094 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1095 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1096 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1097 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1098 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1099 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1100 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1101 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1102 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1103 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1104 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1105 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1106 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1107 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1108 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1109 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1110 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1111 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
#load 1112 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1113 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1114 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1115 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1116 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1117 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1118 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
load 1119 0.0 [expr -$mL1*$g/2];
```

```
load 2091 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2092 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2093 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2094 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2095 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2096 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2097 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2098 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2099 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2100 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2101 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2102 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2103 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2104 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2105 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2106 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2107 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2108 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2109 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2110 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2111 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
#load 2112 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2113 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2114 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2115 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2116 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2117 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2118 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
load 2119 0.0 [expr -$mL2*$g/2];
}
```

```
#-----
```

```
#output dei dati
#spostamenti dei nodi principali
```

```
recorder Node -file th/completi/a.txt -node 2119 -dof 1 disp;
```

```
#NODI PIANO 1
```

```
recorder Node -file th/completi/disp_n1dof12.txt -time -node 1 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n6dof2.txt -node 6 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n7dof12.txt -node 7 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n8dof2.txt -node 8 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n9dof12.txt -node 9 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n10dof12.txt -node 10 -dof 1 2 disp;
```

recorder Node -file th/completi/disp_n11dof12.txt -node 11 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n12dof2.txt -node 12 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n13dof2.txt -node 13 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n14dof2.txt -node 14 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n15dof12.txt -node 15 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n23dof2.txt -node 23 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n24dof12.txt -node 24 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n29dof12.txt -node 29 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n91dof12.txt -node 91 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n96dof2.txt -node 96 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n97dof2.txt -node 97 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n98dof2.txt -node 98 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n99dof12.txt -node 99 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n100dof2.txt -node 100 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n101dof12.txt -node 101 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n102dof2.txt -node 102 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n103dof2.txt -node 103 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n104dof2.txt -node 104 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n105dof2.txt -node 105 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n113dof2.txt -node 113 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n114dof2.txt -node 114 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n119dof12.txt -node 119 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_PTinf_dof2.txt -node 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 23 24 25 26 27
28 29 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_PTsup_dof2.txt -node 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108
109 110 111 113 114 115 116 117 118 119 -dof 2 disp;

#reazioni degli angolari alla base

recorder Node -file th/completi/react_n800dof1.txt -time -node 800 -dof 1 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n840dof1.txt -node 840 -dof 1 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n841dof1.txt -node 841 -dof 1 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n830dof1.txt -node 830 -dof 1 reaction;

#reazioni degli holdown alla base

recorder Node -file th/completi/react_n801dof2.txt -node 801 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n802dof2.txt -node 802 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n803dof2.txt -node 803 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n804dof2.txt -node 804 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n805dof2.txt -node 805 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n806dof2.txt -node 806 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n807dof2.txt -node 807 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n808dof2.txt -node 808 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n809dof2.txt -node 809 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n810dof2.txt -node 810 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n811dof2.txt -node 811 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n812dof2.txt -node 812 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n813dof2.txt -node 813 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n814dof2.txt -node 814 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n815dof2.txt -node 815 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n816dof2.txt -node 816 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n817dof2.txt -node 817 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n818dof2.txt -node 818 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n819dof2.txt -node 819 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n820dof2.txt -node 820 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n821dof2.txt -node 821 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n823dof2.txt -node 823 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n824dof2.txt -node 824 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n825dof2.txt -node 825 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n826dof2.txt -node 826 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n827dof2.txt -node 827 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n828dof2.txt -node 828 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/react_n829dof2.txt -node 829 -dof 2 reaction;
recorder Node -file th/completi/HDPT_reactdof2.txt -node 801 802 803 804 805 806 807 808 809 810 811 812 813 814 815
816 817 818 819 820 821 823 824 825 826 827 828 829 -dof 2 reaction;

#Velocità e accelerazione

recorder Node -file th/completi/vel_n16.txt -node 16 -dof 1 vel;
recorder Node -file th/completi/vel_n106.txt -node 106 -dof 1 vel;
recorder Node -file th/completi/acc_n16.txt -node 16 -dof 1 accel;
recorder Node -file th/completi/acc_n106.txt -node 106 -dof 1 accel;

#registrazione elementi di collegamento pannel-to-pannel

recorder Element -file th/completi/Ftruss_406_axial.txt -ele 406 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_407_axial.txt -ele 407 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_436_axial.txt -ele 436 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_437_axial.txt -ele 437 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_466_axial.txt -ele 466 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_467_axial.txt -ele 467 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_414_axial.txt -ele 414 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_415_axial.txt -ele 415 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_444_axial.txt -ele 444 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_445_axial.txt -ele 445 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_474_axial.txt -ele 474 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_475_axial.txt -ele 475 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_423_axial.txt -ele 423 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_424_axial.txt -ele 424 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_453_axial.txt -ele 453 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_454_axial.txt -ele 454 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_483_axial.txt -ele 483 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_484_axial.txt -ele 484 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp1_PT_Ftruss_axial.txt -ele 402 403 432 433 462 463 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp2_PT_Ftruss_axial.txt -ele 404 405 434 435 464 465 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp3_PT_Ftruss_axial.txt -ele 406 407 436 437 466 467 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp4_PT_Ftruss_axial.txt -ele 408 409 438 439 468 469 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp5_PT_Ftruss_axial.txt -ele 412 413 442 443 472 473 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp6_PT_Ftruss_axial.txt -ele 414 415 444 445 474 475 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp7_PT_Ftruss_axial.txt -ele 416 417 446 447 476 477 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp8_PT_Ftruss_axial.txt -ele 418 419 448 449 478 479 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp9_PT_Ftruss_axial.txt -ele 420 421 450 451 480 481 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp10_PT_Ftruss_axial.txt -ele 423 424 453 454 483 484 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp11_PT_Ftruss_axial.txt -ele 425 426 455 456 485 486 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp12_PT_Ftruss_axial.txt -ele 427 428 457 458 487 488 axialForce;

#NODI PIANO 2

recorder Node -file th/completi/disp_n1001dof12.txt -node 1001 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1006dof2.txt -node 1006 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1007dof12.txt -node 1007 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1008dof2.txt -node 1008 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1009dof12.txt -node 1009 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1010dof12.txt -node 1010 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1011dof12.txt -node 1011 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1012dof2.txt -node 1012 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1013dof2.txt -node 1013 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1014dof2.txt -node 1014 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1015dof12.txt -node 1015 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1023dof2.txt -node 1023 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1024dof12.txt -node 1024 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1029dof12.txt -node 1029 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1091dof12.txt -node 1091 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1096dof2.txt -node 1096 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1097dof2.txt -node 1097 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1098dof2.txt -node 1098 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1099dof12.txt -node 1099 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1100dof2.txt -node 1100 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1101dof12.txt -node 1101 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1102dof2.txt -node 1102 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1103dof2.txt -node 1103 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1104dof2.txt -node 1104 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1105dof2.txt -node 1105 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1113dof2.txt -node 1113 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1114dof2.txt -node 1114 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n1119dof12.txt -node 1119 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_P1inf_dof2.txt -node 1001 1002 1003 1004 1005 1006 1007 1008 1009 1010 1011 1012 1013 1014 1015 1016 1017 1018 1019 1020 1021 1023 1024 1025 1026 1027 1028 1029 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_P1sup_dof2.txt -node 1091 1092 1093 1094 1095 1096 1097 1098 1099 1100 1101 1102 1103 1104 1105 1106 1107 1108 1109 1110 1111 1113 1114 1115 1116 1117 1118 1119 -dof 2 disp;

#reazioni degli angolari

recorder Element -file th/completi/Ftruss_1800_axial.txt -time -ele 1800 axialForce;

#reazioni degli holdown

recorder Element -file th/completi/Ftruss_1801_axial.txt -ele 1801 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1806_axial.txt -ele 1806 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1807_axial.txt -ele 1807 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1808_axial.txt -ele 1808 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1809_axial.txt -ele 1809 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1812_axial.txt -ele 1812 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1813_axial.txt -ele 1813 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1814_axial.txt -ele 1814 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1815_axial.txt -ele 1815 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1823_axial.txt -ele 1823 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1824_axial.txt -ele 1824 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1829_axial.txt -ele 1829 axialForce;

recorder Element -file th/completi/HDP1_axial.txt -ele 1801 1802 1803 1804 1805 1806 1807 1808 1809 1810 1811 1812
1813 1814 1815 1816 1817 1818 1819 1820 1821 1823 1824 1825 1826 1827 1828 1829 axialForce;

#Velocità e accelerazione

recorder Node -file th/completi/vel_n1016.txt -node 1016 -dof 1 vel;
recorder Node -file th/completi/vel_n1106.txt -node 1106 -dof 1 vel;
recorder Node -file th/completi/acc_n1016.txt -node 1016 -dof 1 accel;
recorder Node -file th/completi/acc_n1106.txt -node 1106 -dof 1 accel;

#registrazione elementi di collegamento pannel-to-pannel

recorder Element -file th/completi/Ftruss_1406_axial.txt -ele 1406 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1407_axial.txt -ele 1407 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1436_axial.txt -ele 1436 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1437_axial.txt -ele 1437 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1466_axial.txt -ele 1466 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1467_axial.txt -ele 1467 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1414_axial.txt -ele 1414 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1415_axial.txt -ele 1415 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1444_axial.txt -ele 1444 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1445_axial.txt -ele 1445 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1474_axial.txt -ele 1474 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1475_axial.txt -ele 1475 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1423_axial.txt -ele 1423 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1424_axial.txt -ele 1424 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1453_axial.txt -ele 1453 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1454_axial.txt -ele 1454 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1483_axial.txt -ele 1483 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_1484_axial.txt -ele 1484 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp1_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1402 1403 1432 1433 1462 1463 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp2_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1404 1405 1434 1435 1464 1465 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp3_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1406 1407 1436 1437 1466 1467 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp4_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1408 1409 1438 1439 1468 1469 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp5_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1412 1413 1442 1443 1472 1473 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp6_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1414 1415 1444 1445 1474 1475 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp7_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1416 1417 1446 1447 1476 1477 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp8_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1418 1419 1448 1449 1478 1479 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp9_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1420 1421 1450 1451 1480 1481 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp10_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1423 1424 1453 1454 1483 1484 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp11_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1425 1426 1455 1456 1485 1486 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp12_P1_Ftruss_axial.txt -ele 1427 1428 1457 1458 1487 1488 axialForce;

#NODI PIANO 3

recorder Node -file th/completi/disp_n2001dof12.txt -node 2001 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2006dof2.txt -node 2006 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2007dof12.txt -node 2007 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2008dof2.txt -node 2008 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2009dof12.txt -node 2009 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2010dof12.txt -node 2010 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2011dof12.txt -node 2011 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2012dof2.txt -node 2012 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2013dof2.txt -node 2013 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2014dof2.txt -node 2014 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2015dof12.txt -node 2015 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2023dof2.txt -node 2023 -dof 2 disp;

recorder Node -file th/completi/disp_n2024dof12.txt -node 2024 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2029dof12.txt -node 2029 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2091dof12.txt -node 2091 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2096dof2.txt -node 2096 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2097dof2.txt -node 2097 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2098dof2.txt -node 2098 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2099dof12.txt -node 2099 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2100dof2.txt -node 2100 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2101dof12.txt -node 2101 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2102dof2.txt -node 2102 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2103dof2.txt -node 2103 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2104dof2.txt -node 2104 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2105dof2.txt -node 2105 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2113dof2.txt -node 2113 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2114dof2.txt -node 2114 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_n2119dof12.txt -node 2119 -dof 1 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_P2inf_dof2.txt -node 2001 2002 2003 2004 2005 2006 2007 2008 2009 2010 2011 2012
2013 2014 2015 2016 2017 2018 2019 2020 2021 2023 2024 2025 2026 2027 2028 2029 -dof 2 disp;
recorder Node -file th/completi/disp_P2sup_dof2.txt -node 2091 2092 2093 2094 2095 2096 2097 2098 2099 2100 2101 2102
2103 2104 2105 2106 2107 2108 2109 2110 2111 2113 2114 2115 2116 2117 2118 2119 -dof 2 disp;

#reazioni degli angolari

recorder Element -file th/completi/Ftruss_2800_axial.txt -ele 2800 axialForce;

#reazioni degli holdown

recorder Element -file th/completi/Ftruss_2801_axial.txt -ele 2801 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2806_axial.txt -ele 2806 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2807_axial.txt -ele 2807 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2808_axial.txt -ele 2808 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2809_axial.txt -ele 2809 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2812_axial.txt -ele 2812 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2813_axial.txt -ele 2813 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2814_axial.txt -ele 2814 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2815_axial.txt -ele 2815 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2823_axial.txt -ele 2823 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2824_axial.txt -ele 2824 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2829_axial.txt -ele 2829 axialForce;

recorder Element -file th/completi/HDP2_axial.txt -ele 2801 2802 2803 2804 2805 2806 2807 2808 2809 2810 2811 2812
2813 2814 2815 2816 2817 2818 2819 2820 2821 2823 2824 2825 2826 2827 2828 2829 axialForce;

#Velocità e accelerazione

recorder Node -file th/completi/vel_n2016.txt -node 2016 -dof 1 vel;
recorder Node -file th/completi/vel_n2106.txt -node 2106 -dof 1 vel;
recorder Node -file th/completi/acc_n2016.txt -node 2016 -dof 1 accel;
recorder Node -file th/completi/acc_n2106.txt -node 2106 -dof 1 accel;

#registrazione elementi di collegamento pannel-to-pannel

recorder Element -file th/completi/Ftruss_2406_axial.txt -ele 2406 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2407_axial.txt -ele 2407 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2436_axial.txt -ele 2436 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2437_axial.txt -ele 2437 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2466_axial.txt -ele 2466 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2467_axial.txt -ele 2467 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2414_axial.txt -ele 2414 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2415_axial.txt -ele 2415 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2444_axial.txt -ele 2444 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2445_axial.txt -ele 2445 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2474_axial.txt -ele 2474 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2475_axial.txt -ele 2475 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2423_axial.txt -ele 2423 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2424_axial.txt -ele 2424 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2453_axial.txt -ele 2453 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2454_axial.txt -ele 2454 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2483_axial.txt -ele 2483 axialForce;
recorder Element -file th/completi/Ftruss_2484_axial.txt -ele 2484 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp1_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2402 2403 2432 2433 2462 2463 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp2_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2404 2405 2434 2435 2464 2465 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp3_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2406 2407 2436 2437 2466 2467 axialForce;

```

recorder Element -file th/completi/ptp4_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2408 2409 2438 2439 2468 2469 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp5_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2412 2413 2442 2443 2472 2473 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp6_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2414 2415 2444 2445 2474 2475 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp7_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2416 2417 2446 2447 2476 2477 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp8_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2418 2419 2448 2449 2478 2479 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp9_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2420 2421 2450 2451 2480 2481 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp10_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2423 2424 2453 2454 2483 2484 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp11_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2425 2426 2455 2456 2485 2486 axialForce;
recorder Element -file th/completi/ptp12_P2_Ftruss_axial.txt -ele 2427 2428 2457 2458 2487 2488 axialForce;

```

```

#-----
## Plot per controllo
#
recorder display "Model" 10 10 1200 800 -wipe
prp 3000 3000 0;
vup 0 0 1;
vpn 0 -1 1;
viewWindow -10000 10000 -6000 6000;
display 1 1 20;
#-----

```

ANALISI

```

# Gravity-analysis parameters -- load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-5 ;
set Niter 1000 ; # numero massimo di iterazioni Newton
constraints Transformation; # how it handles boundary conditions
numberer RCM; # renumber dof's to minimize band-width (optimization), if you want to
system BandGeneral; # how to store and solve the system of equations in the analysis
test NormDisplnrc $Tol $Niter 0 ; # determine if convergence has been achieved at the end of an iteration step
test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;
# test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
algorithm NewtonLineSearch 0.5 ; # use Newton's solution algorithm: updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 5; # apply gravity in 30 steps
set DGravity [expr 1./$NstepGravity]; # first load increment;
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static; # define type of analysis static or transient
analyze $NstepGravity; # apply gravity

```

TIME HISTORY

```

loadConst -time 0.0; # hold gravity constant and restart time
set Tol 0.001; # convergence tolerance for test
set Niter 100; # numero massimo di iterazioni Newton

wipeAnalysis; # clear previously-define analysis parameters
constraints Plain; # how it handles boundary conditions
numberer Plain; # renumber dof's to minimize band-width (optimization), if you want to
system BandGeneral; # how to store and solve the system of equations in the analysis

```

```

test NormDisplnrc $Tol $Niter 0 ;
#test NormUnbalance $Tol $Niter 0 ;
#test EnergyIncr $Tol $Niter 0 ;

```

```

algorithm Newton;
integrator Newmark 0.5 0.25

```

define damping

```

# ----- damp K e M -----
set xDamp 0.02; # 2% damping ratio
set lambda1 [eigen 1]; # eigenvalue mode 1
set omega1 [expr pow($lambda1,0.5)];

```

```

set offset 4; # due hZ più del 1o modo
set omega2 [expr ($omega1/6.28+$offset)*6.28] ;
puts "1a frequenza =[expr $omega1/6.28]"; # plotta la prima frequenza.....
puts "2a frequenza =[expr $omega2/6.28]"; # plotta la seconda frequenza.....

```

```

set alphaM [expr ($omega1*$omega2*2*$xDamp)/($omega1+$omega2)] ;

```

```

set betaKcurr 0.0;                # K-proportional damping; +beatKcurr*KCurrent
set betaKcomm [expr (2*$xDamp)/($omega1+$omega2)];

puts "alphaM = $alphaM"
puts "betaKcomm = $betaKcomm"

set betaKinit 0.;                # initial-stiffness proportional damping + beatKinit*Kini

# define damping
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping
# -----

analysis Transient
set AccelX "Series -dt 0.01 -filePath Acc_0.35_1_opcm.th -factor 0.6";
#pga 0.35=0.35, pga 1.0=1.0
pattern UniformExcitation 4000 1 -accel $AccelX;

set DtAnalysis 0.001
set TmaxAnalysis 25
set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
analyze $Nsteps $DtAnalysis

puts "Analisi completata"

```

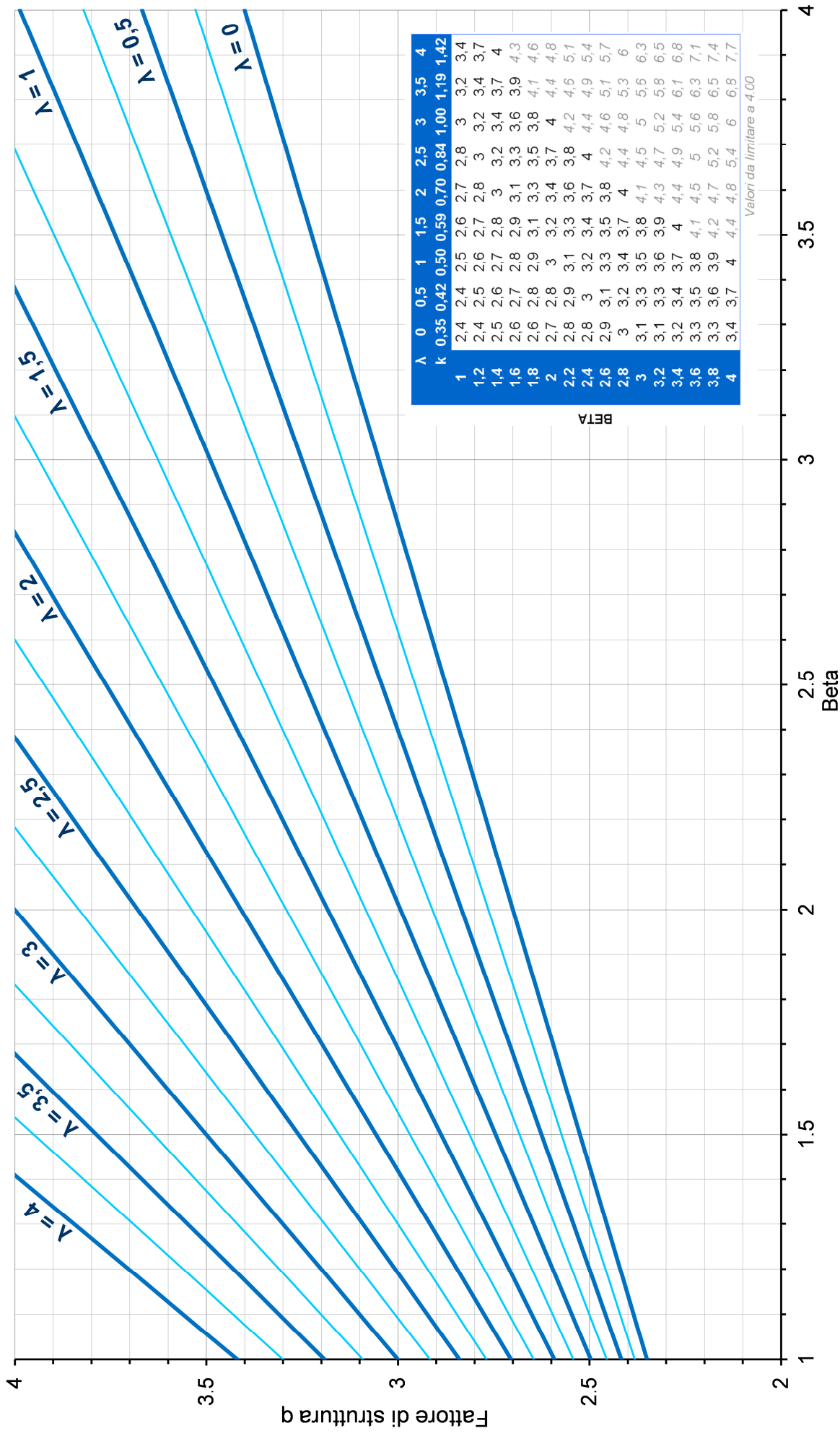
Appendice C: ABACHI

Nelle pagine successive vengono riportati gli abachi relativi alle formule proposte per calcolare il fattore di struttura in modo più rapido.

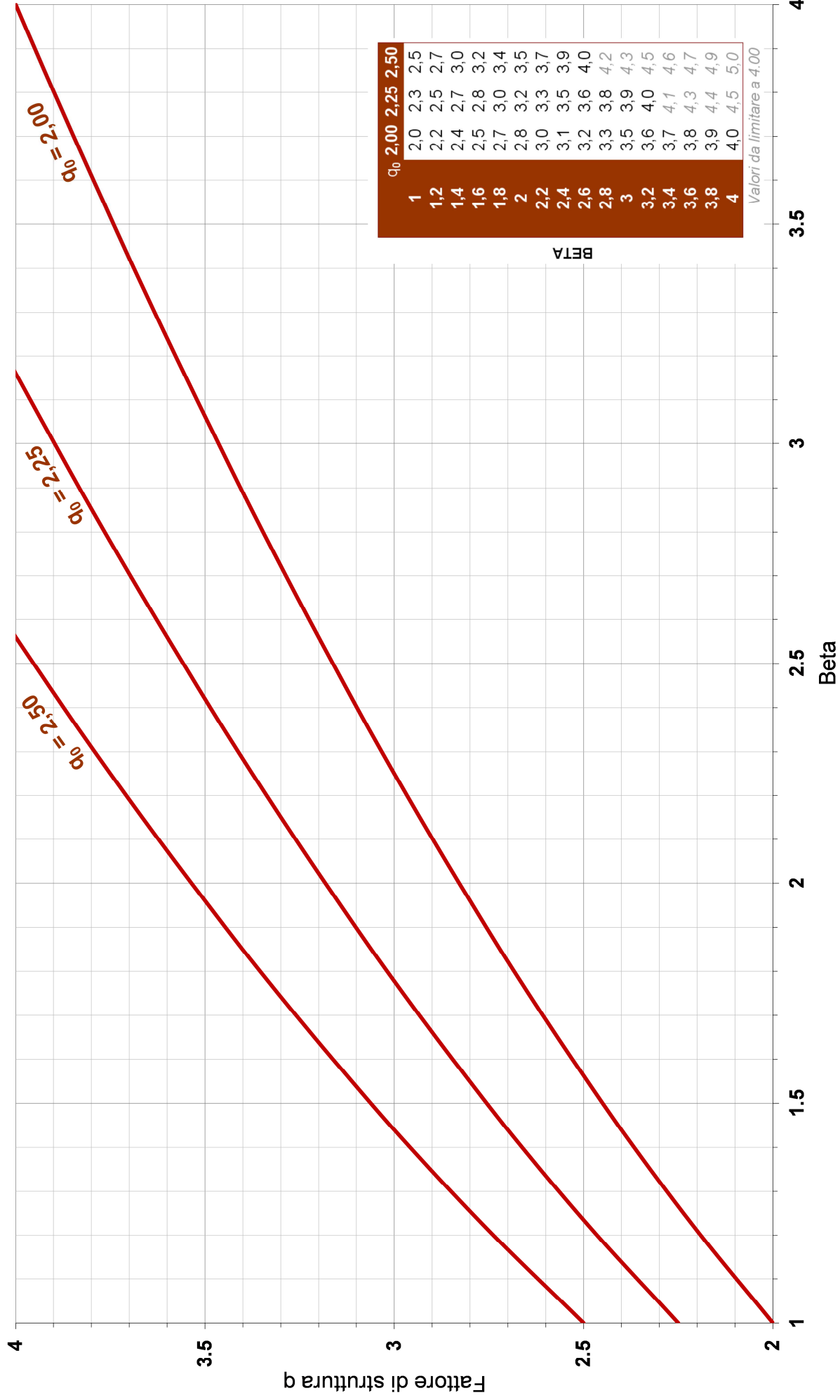
Con l'abaco della formula lineare è possibile calcolare q in funzione del parametro β e della snellezza λ espressa come rapporto H/L .

Con l'abaco della formula esponenziale è possibile calcolare q in funzione del parametro β e del valore q_0 scelto in base alla snellezza.

FORMULA LINEARE: q IN FUZIONE DI H/L E BETA



FORMULA ESPONENZIALE: q IN FUNZIONE DI q₀ E BETA



q ₀	2,00	2,25	2,50
1	2,0	2,3	2,5
1,2	2,2	2,5	2,7
1,4	2,4	2,7	3,0
1,6	2,5	2,8	3,2
1,8	2,7	3,0	3,4
2	2,8	3,2	3,5
2,2	3,0	3,3	3,7
2,4	3,1	3,5	3,9
2,6	3,2	3,6	4,0
2,8	3,3	3,8	4,2
3	3,5	3,9	4,3
3,2	3,6	4,0	4,5
3,4	3,7	4,1	4,6
3,6	3,8	4,3	4,7
3,8	3,9	4,4	4,9
4	4,0	4,5	5,0

Valori da limitare a 4,00