



La sperimentazione sismica sulle costruzioni di legno: attualità e prospettive

Ario Ceccotti¹, Maurizio Follesa², Marco Pio Lauriola³

¹ Professore, Direttore dell'Istituto per la Valorizzazione del Legno e delle Specie Arboree (IVALSA-CNR), Via Biasi 75, I 38010 San Michele all'Adige (TN) –
ceccotti@ivalsa.cnr.it

² Ingegnere Civile, Associato, Istituto per la Valorizzazione del Legno e delle Specie Arboree (IVALSA-CNR), Via Biasi 75, I 38010 San Michele all'Adige (TN) –
follesa@ivalsa.cnr.it

³ Ingegnere Civile, Associato, Istituto per la Valorizzazione del Legno e delle Specie Arboree (IVALSA-CNR), Via Biasi 75, I 38010 San Michele all'Adige (TN) –
lauriola@ivalsa.cnr.it

Sommario. *Gli edifici multipiano a struttura di legno stanno oramai diventando una realtà anche nel nostro paese e costituiscono una valida alternativa alle più comuni soluzioni analoghe in cemento armato o acciaio, anche e soprattutto nelle zone ad elevato rischio sismico. In particolare tra i vari sistemi costruttivi esistenti si sta recentemente affermando il sistema XLam, ossia edifici realizzati con pareti e solai composti da pannelli incollati a strati di tavole incrociate, sistema che si è diffuso in gran parte dell'Europa negli ultimi dieci anni. Tuttavia per questo sistema costruttivo all'interno dell'Eurocodice 8, nel capitolo relativo alle raccomandazioni per le strutture di legno, non viene data alcuna indicazione né costruttiva né di calcolo. In particolare fino ad oggi non è stata intrapresa nessuna ricerca esaustiva volta alla determinazione del valore del fattore di struttura. In questo articolo vengono presentati i risultati di una analisi tridimensionale non lineare nel dominio del tempo effettuata sulla base dei risultati di prove cicliche condotte presso il laboratorio prove meccaniche dell'Istituto per la Valorizzazione del Legno del CNR a San Michele all'Adige (TN) su pareti in dimensioni reali e di una serie di prove su tavola vibrante su un edificio di tre piani in dimensioni reali effettuate presso il laboratorio del National Institute for Earth Science and Disaster Prevention a Tsukuba in Giappone nel Luglio del 2006.*

1 INTRODUZIONE

Il Progetto SOFIE è un progetto di ricerca finanziato dalla Provincia Autonoma di Trento e coordinato e condotto dal CNR-IVALSA (Consiglio Nazionale delle Ricerche - Istituto per la Valorizzazione del Legno e delle Specie Arboree).

Lo scopo principale di questo progetto è quello di analizzare il comportamento di edifici multipiano costruiti con pannelli di legno a strati incrociati, 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.

Gli edifici a struttura di legno realizzati con il sistema XLam (dove XLam è un acronimo dall'inglese cross laminated timber, ossia legno incollato a strati incrociati) nonostante la loro recente comparsa nel novero dei sistemi costruttivi a struttura di legno per l'edilizia residenziale (le prime realizzazioni con questo sistema risalgono ad una decina di anni fa) si stanno rapidamente diffondendo in tutta Europa anche e soprattutto per la realizzazione di edifici multipiano. Questo enorme successo è dovuto a vari fattori concomitanti alcuni dei quali sono elencati di seguito.

- Il metodo dell'incollaggio di strati di tavole incrociate fa sì che il pannello così prodotto presenti una eccellente stabilità dimensionale, delle ottime proprietà meccaniche e un buon comportamento al fuoco;
- i pannelli XLam sono estremamente rigidi e resistenti indipendentemente dalla qualità del legno, pertanto consentono l'utilizzo di legno strutturale classificato di qualità medio-bassa;
- il sistema costruttivo nel suo complesso mostra una discreta duttilità e delle buone proprietà dissipative in funzione dei collegamenti utilizzati;
- il processo costruttivo è molto rapido e semplice anche per mano d'opera non specializzata e consente la realizzazione sia di casette monofamiliari che di edifici multipiano;

ma soprattutto,

- il sistema XLam è più "appetibile" per una larga parte del pubblico italiano ed europeo più incline a sistemi costruttivi "solidi" e simili alla muratura e meno disposta verso sistemi costruttivi a struttura di legno "leggeri" talvolta erroneamente considerati solo per edifici a carattere transitorio o bungalow.



Figura 1. Edificio a struttura di legno di 4 piani realizzato con il sistema XLam (per gentile concessione della RASOM Holz&Ko).

Tuttavia, anche a causa della rapidità con cui il sistema si sta diffondendo, fino ad ora le normative europee non contengono per questo sistema costruttivo alcuna indicazione specifica sulla produzione, sulla progettazione, sul metodo costruttivo e sulle procedure di controllo e manutenzione, pur essendo queste oramai già sviluppate nella pratica comune.

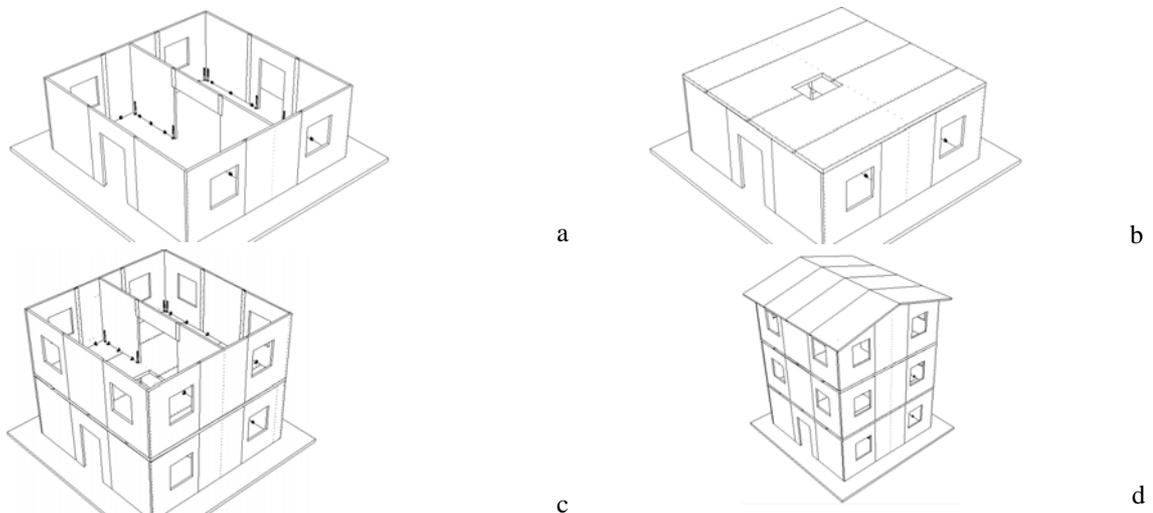


Figura 2. Fasi di costruzione dell'edificio di 3 piani sottoposto a prove sismiche presso la tavola vibrante del NIED a Tsukuba nel Giugno e Luglio del 2006. Il processo costruttivo è molto rapido e semplice anche per mano d'opera non particolarmente specializzata.

In particolare, se si considera il comportamento sismico di questa tipologia strutturale, fino ad ora non sono note ricerche che abbiano affrontato in maniera completa ed esaustiva tale argomento. In particolare nessuno studio è stato effettuato sulla individuazione del fattore di struttura e non sono mai state effettuate prove sismiche su tavola vibrante su edifici interi. Questa carenza di risultati scientifici si riflette nella carenza di indicazioni progettuali all'interno delle normative europee, e ne consegue che le poche presenti sono troppo cautelative (ad es. il valore del fattore di struttura q nell'Eurocodice 8 o i limiti di altezza per gli edifici a struttura di legno dati nella normativa sismica italiana). Esiste quindi la necessità di effettuare indagini e ricerche allo scopo di ottenere dati che possano costituire un valido supporto per l'inserimento di prescrizioni normative sulla progettazione di edifici multipiano XLam nei confronti delle azioni sismiche sia nell'Eurocodice 8 che all'interno della normativa sismica italiana.

A questo proposito all'Istituto per la Valorizzazione del Legno e delle Specie Arboree del CNR è stato intrapreso un estensivo programma di ricerca in collaborazione con il NIED (National Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Giappone), che si è sviluppato attraverso le seguenti fasi:

- prove monotone e cicliche su giunti;
- prove monotone e cicliche su pannelli parete con diverse configurazioni di giunti, aperture, dimensioni dei pannelli e aliquota di carichi verticali applicati;
- prove pseudo-dinamiche su un provino di edificio ad un piano in dimensioni reali con 3 differenti configurazioni delle aperture nelle pareti esterne parallele alla direzione di applicazione del terremoto condotte presso il laboratorio prove materiali e strutture della Facoltà di Ingegneria di Trento;

- prove su tavola vibrante su un edificio di tre piani con dimensioni in pianta di m 7x7 e 10 m di altezza totale con copertura a due falde in 3 differenti configurazioni delle aperture nelle pareti esterne parallele alla direzione di applicazione del terremoto e con tre diversi terremoti (Kobe, El Centro e Nocera Umbra) a due valori crescenti di accelerazione di picco al suolo (0,15g e 0,50g);

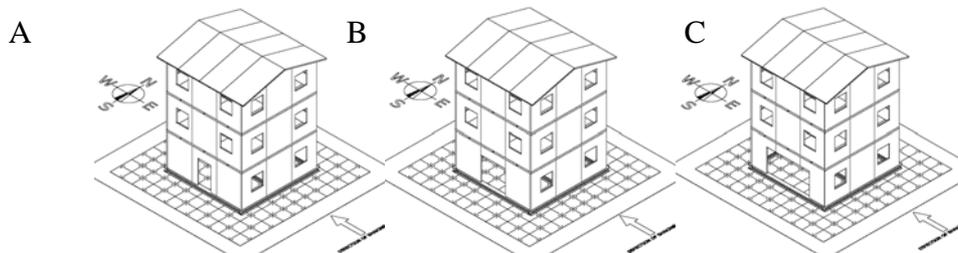


Figura 3. Tre differenti configurazioni nelle quali l'edificio è stato provato. Mentre le configurazioni A e B hanno una distribuzione simmetrica delle aperture al piano terra (rispettivamente aperture per porte di 1,20m e 2,55m di larghezza) in direzione parallela a quella di applicazione del sisma, la configurazione C è asimmetrica dal momento che l'apertura sul lato Nord al piano terra è uguale a quella della Configurazione B (2,55m) mentre quella sul lato Sud ha una larghezza di 4,00m.

- infine, con riferimento alla Figura 3, nella Configurazione C l'edificio è stato provato con i terremoti di Kobe e Nocera Umbra con livelli di accelerazione crescenti fino al raggiungimento dello stato di “quasi-collasso”.

Per gli scopi di questo articolo si farà riferimento esclusivamente a quest'ultima fase, mentre la restante parte delle altre prove e dei dati da esse ottenuti saranno oggetto di ulteriori articoli che verranno pubblicati a breve.

2 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO SOTTOPOSTO A PROVA

L'edificio provato è di tre piani con dimensioni in pianta di m 7x7 circa e 10 m di altezza totale con copertura a due falde, come illustrato in Figura 2, 3 e 4. I pannelli parete e solaio sono stati realizzati con legno proveniente dalla Val di Fiemme e, una volta lavorati e tagliati a misura mediante macchine a controllo numerico sono stati spediti direttamente in Giappone. Qui un team di carpentieri italo-giapponese ha provveduto al montaggio della casa direttamente sopra la tavola vibrante.



Figura 4. Edificio sottoposto a prova sopra la tavola vibrante del NIED (configurazione C).

Il collegamento alla tavola vibrante è stato effettuato mediante un telaio d'acciaio formato da profilati H 300x300x10x15 che è stato a sua volta connesso alla tavola mediante bulloni $\varnothing 50$. Le pareti del piano terra dell'edificio sono state collegate al telaio d'acciaio mediante piastre di tipo holdown in corrispondenza degli angoli delle pareti e delle aperture per porte e piastre angolari d'acciaio diffuse lungo le pareti, entrambe collegate al telaio mediante bulloni e alle pareti mediante chiodi a rilievi tronco-conici. L'edificio è formato da quattro pareti esterne di 85 mm di spessore, e una parete interna parallela alla direzione Est-Ovest dello stesso spessore (si veda Figura 2a, 2c e 3) con un'apertura di 2,55x2,25m al centro. I due solai sono stati realizzati anch'essi con pannelli XLam ma di 142mm di spessore mentre per i pannelli della copertura è stato utilizzato ancora uno spessore di 85mm.

Le pareti esterne del primo e secondo piano sono state tutte realizzate con due aperture per finestre di dimensione di 1,1x1,2m. Le pareti esterne al piano terra perpendicolari alla direzione di applicazione del sisma (direzione N-S) hanno ancora due aperture per finestre di 1,1x1,2m, mentre le pareti esterne parallele alla direzione di applicazione del sisma sono state dotate di aperture per porte la cui larghezza è stata variata da 1,2m a 4,0m nelle diverse configurazioni di prova come descritto in §1.

Per motivi di trasporto le dimensioni in larghezza di ciascun pannello parete e solaio sono state limitate ad un massimo di 2,30m. Di conseguenza ciascuna parete è stata realizzata con l'utilizzo di tre pannelli parete connessi tra loro mediante giunti verticali realizzati con una striscia di legno microlamellare (LVL) inserita in appositi intagli eseguiti sui bordi dei pannelli e viti autoforanti $\varnothing 8 \times 80$. I pannelli solaio sono stati collegati fra loro con giunti di sovrapposizione a mezzo legno e ancora viti autoforanti $\varnothing 10 \times 180$, come illustrato in Figura 5 e la stessa connessione con viti è stata utilizzata per il collegamento solaio-pareti inferiori.

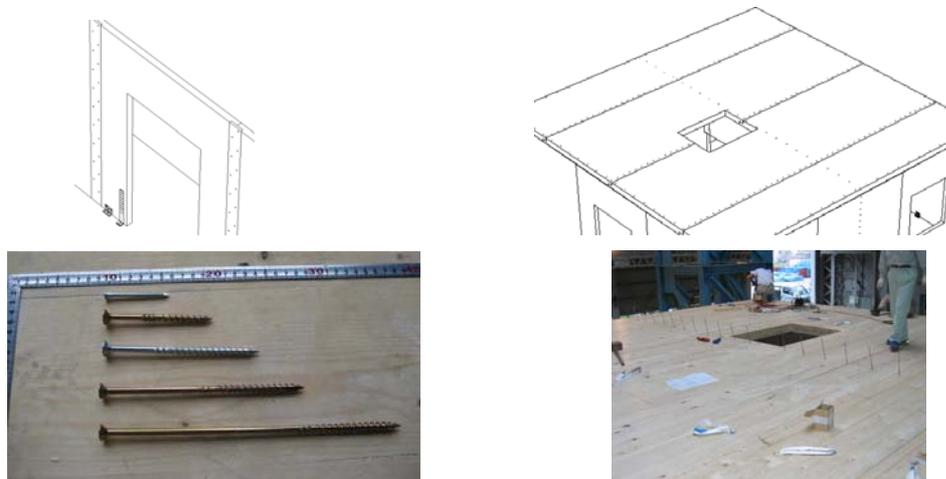


Figura 5. Giunti verticali tra i pannelli parete e giunti orizzontali tra i pannelli solaio e viti autoforanti utilizzate per i collegamenti.

La scelta di realizzare le pareti con più pannelli collegati fra loro mediante giunti verticali con viti non è stata solo dettata dai motivi sopra citati, ma è stata anche una scelta progettuale ben definita allo scopo di ottenere il richiesto livello di duttilità per l'intero organismo strutturale.

Le stesse viti sono state utilizzate per collegare fra loro le pareti ortogonali e per collegare i solai alle pareti sottostanti. Il collegamento al telaio d'acciaio di base è stato

invece effettuato con ancoraggi al sollevamento (holdown tipo Simpson StrongTie HTT22 collegati al telaio con bulloni $\varnothing 16$ classe 8.8 e alle pareti con chiodi $\varnothing 4$ a rilievi tronco conici) posizionati alle estremità delle pareti e in corrispondenza delle aperture per le porte e mediante collegamenti a taglio realizzati con angolari d'acciaio (tipo BMF 90x48x3x116 collegati al telaio con bulloni $\varnothing 12$ classe 8.8 e alle pareti ancora con chiodi $\varnothing 4$ a rilievi tronco conici) distribuiti lungo la lunghezza delle stesse pareti. Ai piani superiori i collegamenti per contrastare il sollevamento e lo scorrimento delle pareti sono stati effettuati ancora con holdown alle estremità e con angolari d'acciaio distribuiti sulla lunghezza delle pareti.



Figura 6. Collegamento delle pareti al piano terra e al piano primo con holdown e angolari d'acciaio.

3 MASSE AGGIUNTIVE

Sui due solai del primo e secondo piano dell'edificio sono state posizionate delle masse d'acciaio aggiuntive per considerare il peso dei materiali costruttivi di completamento del pacchetto del solaio (rivestimento soffitto, isolamento acustico con strato di sabbia, massetto di calcestruzzo alleggerito, pavimentazione) solitamente utilizzati in questo sistema costruttivo, e della percentuale di carichi accidentali (30%) da considerare nella combinazione di carico sismica secondo la normativa italiana e l'Eurocodice 8. In copertura non è stata prevista alcuna massa aggiuntiva, sia per limiti tecnici, sia in considerazione del fatto che il coefficiente parziale nella combinazione sismica per la neve è pari a 0 per l'Eurocodice 8. La distribuzione dei carichi permanenti e delle masse aggiuntive ad ogni piano è descritta in Tabella 1.

Piano	Perm. [kN]	Add. [kN]	Tot. [kN]
1°	60	150	210
2°	60	150	210
Copertura	45	0	45
Totale	165	300	465

Tabella 1. Distribuzione dei carichi ad ogni piano

Le masse aggiuntive sono state realizzate tramite blocchi d'acciaio di diversa dimensione e peso. In Figura 7 è illustrata la distribuzione delle masse sui due solai.

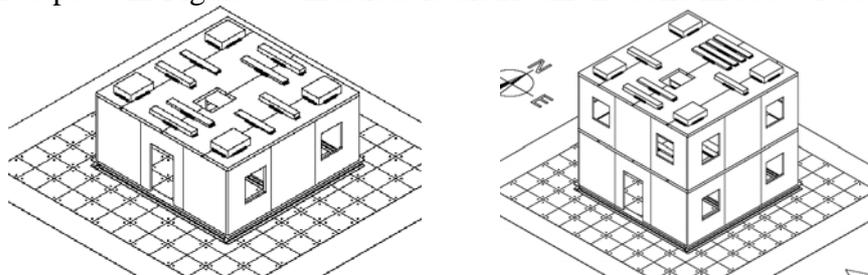


Figura 7. Distribuzione delle masse d'acciaio al primo e secondo piano.

4 STRUMENTAZIONE

L'edificio è stato attrezzato con 97 strumenti di misura. Alcuni di essi replicavano la stessa misura con un tipo di strumentazione diversa.

Gli accelerometri utilizzati in totale sono stati 20: rispettivamente 2 a ciascun piano in direzione E-O (direzione di applicazione dell'accelerogramma), 2 in direzione N-S e 2 in direzione verticale più 1 nella direzione E-O e 1 nella direzione N-S in copertura.

Per misurare gli spostamenti di ciascun piano relativamente alla base in direzione parallela a quella d'applicazione dell'accelerogramma sono state posizionate e collegate rigidamente alla tavola due torri di misura rigide d'acciaio sul lato est dell'edificio (si veda Figura 4). Su queste sono stati posizionati 8 trasduttori di spostamento a filo e 6 laser (2 per piano). Oltre a questi sono stati posizionati due trasduttori di spostamento per misurare lo scorrimento dei pannelli del piano terra rispetto alla base.

Per misurare gli spostamenti di interpiano sono stati posizionati 15 strumenti (5 per piano) per misurare gli spostamenti in entrambe le direzioni orizzontali. Questi erano composti da pannelli spessi di compensato collegati al soffitto e al pavimento di ogni piano, ai quali sono stati collegati dei trasduttori di spostamento. Gli stessi spostamenti sono stati misurati mediante un sistema composto da barre d'alluminio e strain gages.

Per misurare i sollevamenti sono stati posizionati 12 trasduttori di spostamento (4 a ciascun piano) e altri 14 trasduttori di spostamento sono stati posizionati per misurare lo scorrimento relativo tra i pannelli parete e solaio.

Infine sono state posizionate anche 8 celle di carico a rondella al piano terra per misurare il carico sugli holdown ai quattro angoli dell'edificio.

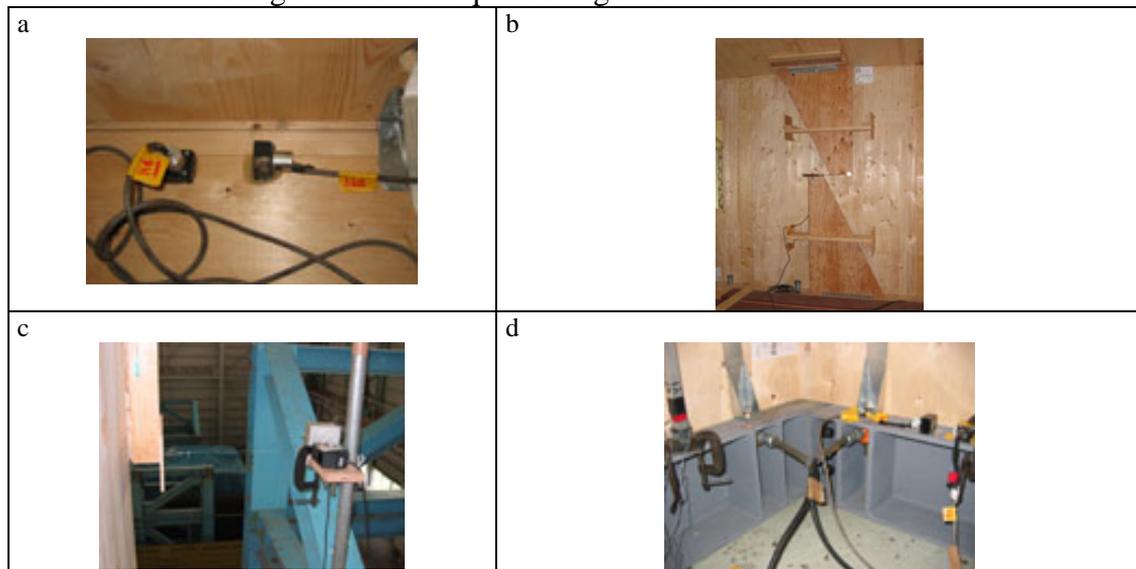


Figura 8. Strumenti diversi utilizzati nelle prove: *a*, accelerometri; *b*, dispositivo per la misurazione dello spostamento interpiano; *c*, trasduttore a filo; *d*, celle di carico a rondella.

5 RISULTATI DELLE PROVE

La procedura di prova è già stata brevemente illustrata in §1. Le diverse configurazioni delle aperture al piano terra dell'edificio nelle tre configurazioni di prova possono essere osservate in Figura 3.

In totale l'edificio è stato sottoposto ad un totale di 26 accelerogrammi, 15 dei quali hanno avuto un valore dell'accelerazione di picco uguale o maggiore a 0,5g, come elencato in Tabella 2.

N°	Data	Config.	Accelerogramma	Accelerazione di picco [g]
1	23/06/06	A	Kobe	0.15
2	23/06/06	A	Kobe	0.15
3	23/06/06	A	El Centro	0.15
4	23/06/06	A	Nocera Umbra	0.15
5	23/06/06	A	Kobe	0.60
6	28/06/06	A	El Centro	0.50
7	28/06/06	A	Nocera Umbra	0.50
8	03/07/06	B	Kobe	0.15
9	03/07/06	B	El Centro	0.15
10	03/07/06	B	Nocera Umbra	0.15
11	03/07/06	B	Kobe	0.50
12	03/07/06	B	El Centro	0.30
13	04/07/06	B	El Centro	0.50
14	04/07/06	B	Nocera Umbra	0.50
15	05/07/06	C	Kobe	0.15
16	05/07/06	C	El Centro	0.15
17	05/07/06	C	Nocera Umbra	0.15
18	05/07/06	C	Nocera Umbra	0.50
19	05/07/06	C	El Centro	0.50
20	07/07/06	C	Kobe	0.50
21	07/07/06	C	Kobe	0.82
22	07/07/06	C	Kobe	0.50
23	07/07/06	C	Kobe	0.50
24	10/07/06	C	Kobe	0.82
25	10/07/06	C	Nocera Umbra	1.20
26	10/07/06	C	Kobe	0.90

Tabella 2. Elenco delle prove effettuate

Prima e dopo ogni prova la frequenza propria dell'edificio è stata misurata sia mediante un segnale a impulsi sia mediante il cosiddetto "rumore bianco". Al termine di ogni prova più importante (ossia valori di accelerazione di picco uguali o superiori a 0,50g) l'edificio è stato accuratamente ispezionato per valutare se si fossero verificati eventuali danni. Malgrado il fatto che i danni evidenti rilevati anche a seguito dei terremoti più forti siano stati minimi si è comunque provveduto a piccoli interventi di riparazione in modo da cercare di ripristinare i valori di rigidezza originari. Solamente una volta sono stati sostituiti tutti gli elementi angolari di collegamento con nuovi connettori in nuove posizioni al piano terra (prima della prova 21), non perché ne esistesse una reale esigenza in termini di danneggiamento, ma perché si è voluto valutare quanto tempo richiedesse una tale riparazione nel caso in cui fosse stata necessaria.

Per gli scopi di questo articolo verranno analizzati unicamente i risultati relativi alla Configurazione C in quanto solamente in quest'ultima configurazione l'edificio è stato provato per livelli di accelerazione crescenti fino al raggiungimento dello stato di "quasi collasso".

I risultati delle prove sono riassunti in Tabella 3 e 4 per i terremoti di intensità maggiore o uguale a 0,50g. Lo stato limite di "quasi-collasso" è stato raggiunto con il terremoto di Kobe 0,90g al termine del quale è stata osservata la rottura di un paio di holdown come illustrato in Figura 9.

Accelerogr.	PGA [g]	Intervento di riparazione (prima della prova)	Danno osservato (dopo la prova)
Nocera Umbra	0.50	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli holdown	Nessuno
El Centro	0.50	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli holdown. Sostituzione delle viti nei giunti verticali fra i pannelli	Nessuno
Kobe	0.50	Idem	Nessuno
Kobe	0.80	Idem	Leggere deformazioni nelle viti dei giunti verticali fra i pannelli.
Kobe	0.50	Idem	Nessuno
Kobe	0.50	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli holdown	Nessuno
Kobe	0.80	Sostituzione degli holdown e degli angolari d'acciaio e serraggio dei bulloni di ancoraggio. Sostituzione delle viti nei giunti verticali fra i pannelli	Leggere deformazioni nelle viti dei giunti verticali fra i pannelli.
Nocera Umbra	1.20	Serraggio dei bulloni di ancoraggio degli holdown. Sostituzione delle viti nei giunti verticali fra i pannelli	Deformazioni nelle viti dei giunti verticali fra i pannelli.
Kobe	0.90	Nessuno	Collasso degli holdown. Marcate deformazioni nelle viti dei giunti verticali fra i pannelli.

Tabella 3. Risultati delle prove su tavola vibrante per la Configurazione C in termini di danno osservato.

In Tabella 4 infine sono riportati i risultati in termini di massima deformazione interpiano parallelamente alla direzione d'applicazione del sisma al primo piano e di massimo sollevamento misurato negli holdown al piano terra.

Cfg.	Accelerogr.	PGA (g)	Def. interp. 1° piano [mm]		Max soll. Holdown terra [mm]
			Nord	Sud	
A	Kobe	0.60	7,67	6,35	2,3
A	El Centro	0.50	7,55	6,02	2,4
A	Nocera Umbra	0.50	10,01	8,15	3,1
B	Kobe	0.50	10,54	9,39	3,5
B	El Centro	0.50	10,19	8,51	3,3
B	Nocera Umbra	0.50	11,95	9,71	3,8
C	Nocera Umbra	0.50	12,63	13,90	4,0
C	El Centro	0.50	12,36	11,90	3,8
C	Kobe	0.50	13,02	13,00	4,1
C	Kobe	0.80	25,97	29,50	10,7
C	Kobe	0.50	19,96	21,90	7,0
C	Kobe	0.50	20,68	23,10	7,3
C	Kobe	0.80	34,56	38,07	13,5
C	Nocera Umbra	1.20	35,56	37,08	11,0
C	Kobe	0.90	59,24	64,94	25,5

Tabella 4. Risultati delle prove su tavola vibrante per la Configurazione C in termini di massima deformazione interpiano al primo piano e massimo sollevamento misurato negli holdown al piano terra.



Figura 9. Collasso di un holddown dopo la prova con Kobe 0,9g

I danni osservati anche al termine dell'ultima prova erano comunque tali da consentire una totale riparazione dell'edificio con pochi e semplici interventi (sostituzione delle piastre angolari danneggiate e sostituzione delle viti deformate nei giunti verticali tra i pannelli). L'edificio, al termine di tutte le prove effettuate, è ritornato perfettamente nella sua posizione originaria senza evidenziare alcuna deformazione permanente.

6 PROCEDURA PER DETERMINARE IL VALORE DEL FATTORE DI STRUTTURA

La gran parte delle norme sismiche di tutto il mondo contemplano un fattore di riduzione delle azioni (il cosiddetto ARF, acronimo derivato dalla terminologia inglese Action Reduction Factor) da utilizzare nella valutazione delle forze da considerare nella progettazione della struttura utilizzando una semplice analisi elastica globale. L'ARF quindi esprime la capacità della struttura di dissipare energia attraverso un comportamento post-elastico e di sopravvivere in tal modo anche ad eventi sismici eccezionali senza che si verifichi il collasso completo, ossia il cosiddetto stato limite di collasso.

Questa filosofia è la stessa dell'Eurocodice 8 nel quale l'ARF è chiamato "fattore di struttura q " che secondo la definizione è *il fattore da utilizzare nella progettazione per ridurre le forze ottenute da un'analisi lineare, per tenere conto della risposta non lineare della struttura in funzione del materiale, del sistema strutturale e del procedimento di progettazione adottato.*

Esistono vari sistemi per valutare il valore del fattore di struttura q per un determinato sistema strutturale. A meno che non si faccia riferimento ad un unico edificio provato effettivamente per livelli crescenti di accelerazione al suolo fino al raggiungimento del collasso (e comunque il valore trovato, pur essendo di per sé un utile indicatore, varrebbe in questo caso solo per quel determinato edificio e per quel determinato terremoto che ha prodotto il collasso), qualsiasi metodo utilizzato necessita dei seguenti passi fondamentali:

- una campagna di prove cicliche su giunti e/o elementi strutturali caratteristici del sistema costruttivo che consentano di ricavare i parametri di rigidezza e resistenza utili per la messa a punto di un modello numerico;
- l'esistenza di un appropriato modello numerico possibilmente tridimensionale capace di simulare la risposta non-lineare nel dominio del tempo della struttura per effetto di un certo numero di eventi sismici reali;
- l'esistenza di una campagna di prove su tavola vibrante su un edificio reale con la quale calibrare il modello numerico;

e ultimo ma non meno importante

- la definizione di un appropriato criterio di collasso.

In questo caso, disponendo di tutte le componenti sopra citate per la determinazione del fattore di struttura q è stata scelta la seguente procedura:

- è stata progettata la struttura utilizzando un valore del fattore di struttura $q=1$ secondo l'Eurocodice 8 per l'accelerazione di picco di progetto $PGA_{u,code}$ prescritta (nel nostro caso 0,35g che corrisponde all'accelerazione di picco di progetto per la zona a più alta sismicità per il territorio italiano) e il relativo sistema resistente secondo le relative normative (sismica e "statica", ossia nel nostro caso gli Eurocodici 5 e 8) utilizzando i valori di progetto per le azioni;
- è stato modellato il comportamento strutturale dell'edificio partendo dalle caratteristiche meccaniche ottenute da prove cicliche effettuate in laboratorio su giunti e pannelli parete in varie configurazioni, ed è stato calibrato sulla base dei risultati ottenuti dalle prove su tavola vibrante, mediante un programma di calcolo capace di calcolare la risposta non-lineare della struttura nel dominio del tempo, implementato con delle subroutine appositamente sviluppate per simulare il comportamento non lineare dei giunti meccanici nelle strutture di legno;
- sulla base dei risultati delle prove su tavola vibrante è stato definito come criterio di collasso il raggiungimento della rottura in uno o più holddown. In particolare dalla osservazione dei danni a seguito delle prove è stato deciso di scegliere come limite di collasso il massimo sollevamento misurato sugli holddown al termine della prova in cui è stato "decretato" il raggiungimento dello stato di "quasi collasso" dell'edificio, ossia la prova con Kobe 0,90 g. Tale deformazione massima (25,5 mm) si è dimostrata di poco inferiore alla deformazione a rottura ricavata dalle prove cicliche sugli stessi giunti ottenuta come deformazione corrispondente all'80% del carico massimo nel tratto discendente della curva di inviluppo, pari a 30 mm;
- è stato quindi utilizzato tale programma con un determinato numero di terremoti scalandone le rispettive intensità fino a determinare il valore dell'accelerazione di picco $PGA_{u,eff}$ che porta l'edificio allo stato limite di "quasi-collasso";
- è stato calcolato q come il rapporto fra il valore $PGA_{u,eff}$ che ha causato il raggiungimento del collasso dell'edificio e il valore dell'accelerazione di picco di progetto $PGA_{u,code}$ prescritta dalla normativa.

7 PROGETTAZIONE DELL'EDIFICIO SECONDO L'EUROCODICE 8

L'edificio preso in considerazione è quello illustrato nelle figure precedenti e provato nel Giugno e Luglio 2006 sulla la tavola vibrante monodirezionale del NIED a Tsukuba in Giappone. Come visto in §2.4 il collasso dell'edificio è stato raggiunto nella Configurazione C, pertanto le piante e i prospetti dell'edificio si riferiscono solamente a questa configurazione come illustrato in Figura 10.



Figura 10. Piante e prospetti dell'edificio sottoposto a prova.

La distribuzione di peso proprio e carichi addizionali per ciascun piano dell'edificio soggetto a prova è quella precedentemente descritta in Tabella 1 nel §3.

Secondo l'Eurocodice 8 il taglio sismico alla base si calcola secondo la seguente equazione:

$$F_b(T_1) = S_d(T_1) \times W \quad (1)$$

Dove $S_d(T_1)$ è il valore dell'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e W è la massa totale dell'edificio.

Dai risultati delle prove il periodo proprio T_1 dell'edificio è di 0,20 s, pertanto l'ordinata dello spettro di progetto è

$$S_d(T_1) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (2)$$

dove:

a_g è l'accelerazione di picco di progetto per la zona sismica considerata. Si considera il valore corrispondente alla zona a più elevata sismicità del territorio italiano pari a 0,35g.

S è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione. Considerando un suolo di tipo B (depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti) è pari a 1,25.

q è il fattore di struttura preso uguale a 1.

Il calcolo delle forze e dei tagli sismici ad ogni piano è riportato in Tabella 5.

Masse sismiche

copertura	45 kN
2° piano	210 kN
1° piano	210 kN
TOT	465 kN

Azioni sismiche

Taglio alla base		
zona 1; $a_g =$	0,35	
T1	0,20	
categoria suolo B S=	1,25	
q	1	
$F_b = 2,5 \cdot (W \cdot S \cdot a_g) / q$	509	kN
Distribuzione ai piani		
Altezza		
Hc (copertura) =	9,40	m
H2 (2° piano) =	6,18	m
H1 (1° piano) =	3,09	m
Forze sismiche		
Fc =	91	kN
F2 =	279	kN
F1 =	139	kN
Tagli sismici		
Tc =	91	kN
T2 =	370	kN
T1 =	509	kN

Tabella 5. Calcolo delle forze sismiche e dei tagli di piano

8 PROGETTAZIONE DEGLI ELEMENTI DI ANCORAGGIO AL SOLLEVAMENTO

L'edificio è ancorato alla fondazione nei confronti del sollevamento e dello scorrimento mediante piastre angolari d'acciaio, tirafondi per il collegamento delle stesse piastre alla fondazione e chiodi a rilievi tronco-conici per il collegamento delle stesse piastre alle pareti.

Come presidio al sollevamento il collegamento viene effettuato con holdown tipo SIMPSON STRONG TIE HTT22 collegati alla soletta di fondazione con tirafondi $\varnothing 16 \times 120$ e alla parete con 12 chiodi $\varnothing 4 \times 60$ a rilievi tronco-conici come illustrato in Figura 11.

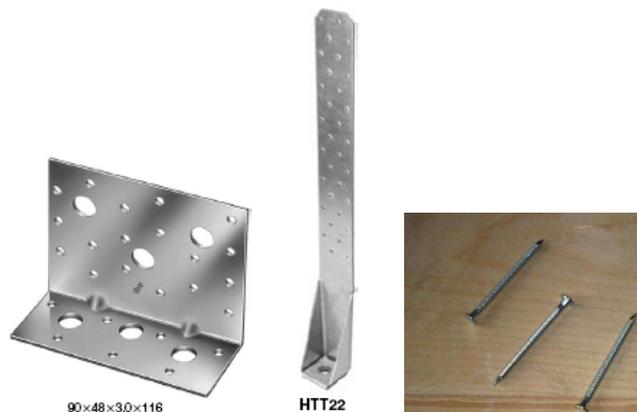


Figura 11. Angolari d'acciaio BMF 90x48x3,0x116, holdown HTT22 e chiodi $\varnothing 4$ a rilievi tronco-conici utilizzati per collegare entrambi i tipi di piastra alle pareti.

La distribuzione degli holddown al piano terra e delle forze sismiche a ciascun piano è illustrata in Figura 12.

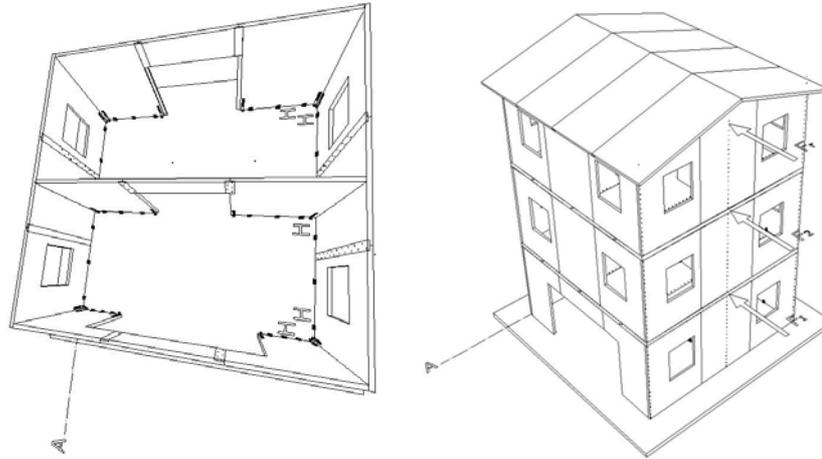


Figura 12. Distribuzione degli holddown e degli angolari d'acciaio al piano terra e distribuzione delle forze sismiche ad ogni piano. Nella figura a sinistra gli holddown presi in considerazione nel calcolo sono identificati dalla lettera H.

Prendendo in esame solamente la progettazione degli holddown al piano terra e considerando anche il contributo degli holddown delle pareti perpendicolari alla direzione di applicazione del sisma il calcolo dà i seguenti risultati (equilibrio alla rotazione intorno all'asse A e trascurando il contributo degli holddown nelle aperture):

$$F_c \times h_c + F_2 \times h_2 + F_1 \times h_1 - W \times \frac{6,93}{2} - 5 \times H \times 6,93 = 0 \quad (3)$$

$$91 \times 9,40 + 279 \times 6,18 + 139 \times 3,09 - 465 \times \frac{6,93}{2} - 5 \times H \times 6,93 = 0 \Rightarrow H = 40,34 \text{ kN}$$

Dai risultati di prove sperimentali effettuate su unioni acciaio-legno con chiodi a rilievi tronco-conici, è stato ricavato che ciascun chiodo ha un valore di resistenza ultima di 4 kN, che viene considerato come valore caratteristico. Pertanto, secondo l'Eurocodice 5 e 8, la resistenza di progetto di ciascun chiodo è pari a:

$$R_d = \frac{R_k \times k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{4 \times 1,1}{1,3} = 3,38 \text{ kN} \quad (4)$$

Pertanto per resistere all'azione ribaltante ciascun holddown dovrà essere collegato con 12 chiodi.

$$H_r = 12 \times 3,38 = 40,56 \text{ kN} > H = 40,34 \text{ kN}$$

Da notare che la resistenza a trazione di progetto di ciascun tirafondo $\varnothing 16$ di classe 8.8, prendendo in considerazione la sezione resistente effettiva è pari a:

$$N_r = \frac{A_{res} \times f_y}{\gamma_M} = \frac{157 \times 640}{1000 \times 1,1} = 91,35 \text{ kN} \text{ che è maggiore di } H_r$$

9 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO UTILIZZATO

Le simulazioni numeriche sulle prove effettuate sono state fatte con il programma agli elementi finiti per l'analisi dinamica delle strutture in campo non lineare DRAIN-3DX, sviluppato all'Università di Berkeley in California. Il programma è stato

implementato con degli elementi appositamente sviluppati alla facoltà di ingegneria dell'Università di Firenze per simulare il comportamento non lineare dei giunti meccanici delle strutture di legno.

Per effettuare un confronto con i risultati delle prove sismiche effettuate è stato realizzato un modello dell'edificio nella terza configurazione provata (configurazione C), nella quale l'edificio è stato sottoposto ai terremoti di maggiore intensità.

Il modello è formato da pannelli parete rigidi, realizzati mediante intelaiature formate da elementi asta infinitamente rigidi e rigidamente collegati fra loro, collegati alla fondazione e ai solai di interpiano mediante elementi molla verticale a ciclo asimmetrico che simulano il comportamento degli holddown, collegati fra loro mediante elementi molla verticale a ciclo simmetrico che simulano il giunto verticale fra i pannelli, e collegati in senso orizzontale alla fondazione e ai solai di interpiano mediante molle orizzontali a ciclo simmetrico come illustrato in Figura 13.

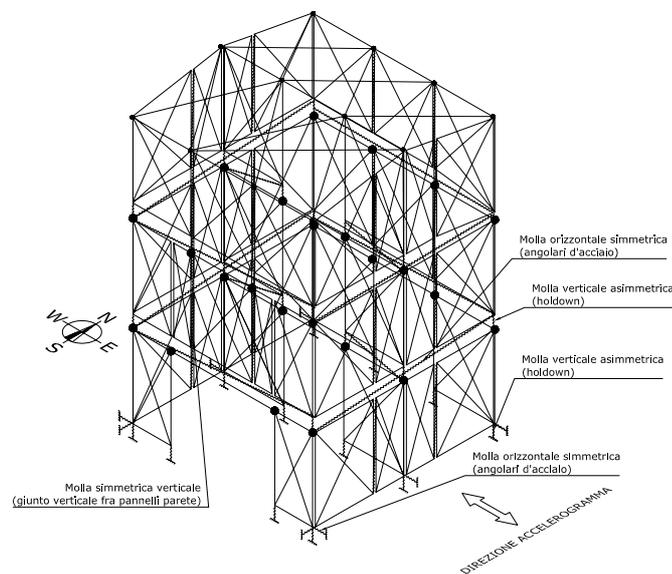


Figura 13. Modello numerico dell'edificio provato.

Per l'analisi dinamica al passo nel tempo è stato utilizzato un intervallo di tempo di 0,001 sec. Le masse sismiche sono state concentrate nei nodi ed è stato utilizzato uno smorzamento viscoso del 5% sulle rigidezze.

I solai sono stati ipotizzati infinitamente rigidi e schematizzati con una serie di controventi di irrigidimento.

Il modello isteretico utilizzato per simulare il comportamento dei giunti è illustrato in Figura 14.

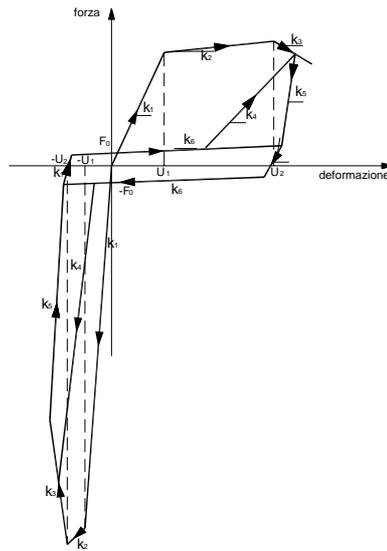


Figura 14. Ciclo d'isteresi utilizzato nel modello

Le molle sono state calibrate sulla base dei risultati di prove cicliche condotte su pannelli parete in dimensioni reali. I risultati della calibrazione del modello per gli holddown è riportato in Figura 15.

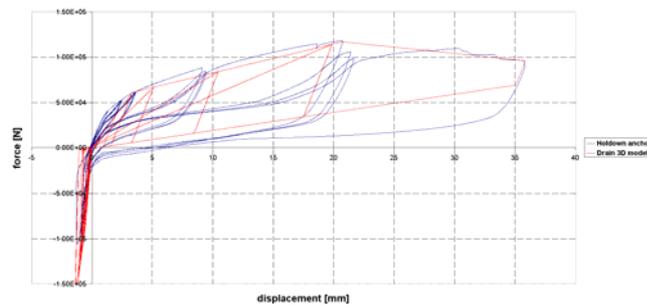


Figura 15. Calibrazione del modello sui risultati delle prove cicliche per gli holddown. La differenza di energia dissipata è del 9%

Una volta definito il modello, al fine di verificarne la validità e come ulteriore affinamento del processo di calibrazione del modello numerico è stato effettuato un confronto con i risultati delle prove sismiche effettuate sull'edificio in configurazione C per i terremoti di Kobe con un'accelerazione di picco di 0,82g e Nocera Umbra con un'accelerazione di picco di 1,2g.

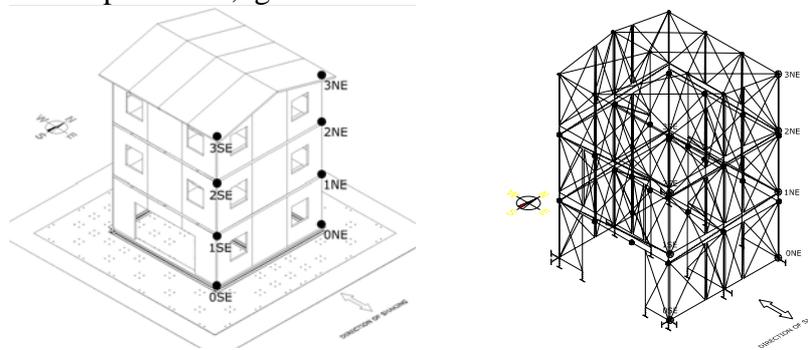


Figura 16. Confronto fra edificio provato e modello numerico.

I risultati del processo di calibrazione in termini di confronti fra valori massimi sono riassunti in Tabella 6.

Kobe 0.82g							
	P. [s]	Spostamenti massimi [mm]					
		1NE	1SE	2NE	2SE	3NE	3SE
Test	0.21	26.0	29.5	51.5	56.1	58.9	62.2
Md.	0.16	28.0	30.6	51.0	53.7	57.3	59.9
Diff	24%	7%	1%	1%	4%	3%	4%
Sollevamento massimo [mm]							
		0NE			0SE		
Test		10.65			7.39		
Modello		11.31			7.00		
Diff. [%]		6%			5%		
Nocera Umbra 1.2g							
	P. [s]	Spostamenti massimi [mm]					
		1NE	1SE	2NE	2SE	3NE	3SE
Test	0.23	35.6	37.1	61.5	65.2	71.7	78.7
Md.	0.16	34.5	37.8	64.2	66.6	75.6	77.1
Diff	30%	3%	2%	4%	2%	6%	2%
Sollevamento massimo [mm]							
		0NE			0SE		
Test		10.5			9.59		
Modello		17.4			10.65		
Diff. [%]		40%			10%		

Tabella 6. Confronto in termini di spostamenti e sollevamenti massimi tra prova e modello.

Si riporta in Figura 16 un confronto fra prova e modello in termini di spostamento relativo alla base misurato in copertura in direzione parallela alla direzione di applicazione del sisma per il terremoto di Nocera Umbra 1,2g, e in Figura 17 la deformata del modello all'istante del raggiungimento dello spostamento massimo in copertura.

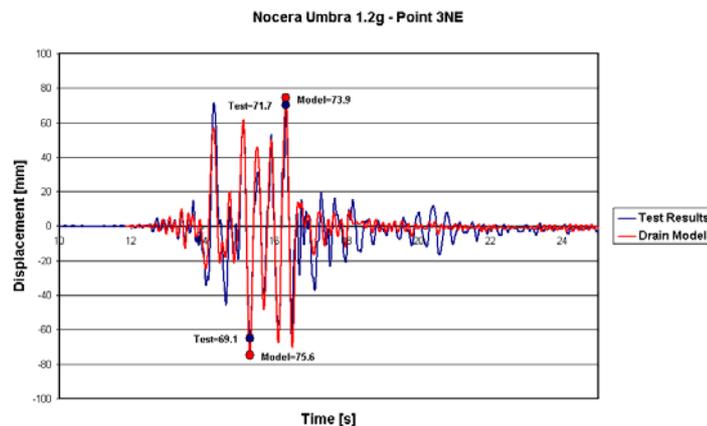


Figura 16. Confronto fra modello e prova per la storia di spostamento del punto 3NE di Figura 16 per il terremoto di Nocera umbra 1.2g

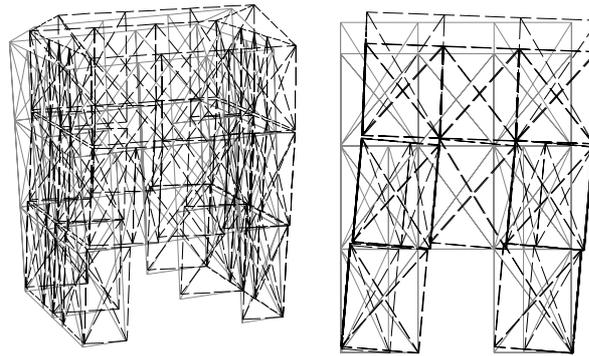


Figura 17. Deformata del modello all'istante del raggiungimento della deformazione massima in copertura per il terremoto di Nocera Umbra 1,2g.

10 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

Per la modellazione sono state scelte le registrazioni di 8 terremoti storici, 3 dei quali effettivamente utilizzati nel corso della campagna di prove su tavola vibrante. Gli accelerogrammi sono elencati in Tabella 7.

Terremoto	Data	Stazione	Comp.	Dur. [s]
Kobe	16/1/95	JMA	N-S	48.0
El Centro	19/5/40	Imperial Valley	N-S	40.0
Nocera Umbra	27/7/97	Nocera	E-W	13,7
Northridge	17/1/94	Newhall	E-W	19.98
Joshua	22/4/1992	Landers	N-S	29.00
Loma Prieta	18/10/89	Corralitos	E-W	39.98
Mexico City	19/9/85		E-W	53.50
Kocaeli	17/8/99	Yapi Kredi	N-S	85.80

Tabella 7. Elenco degli accelerogrammi utilizzati nelle modellazioni.

I risultati delle modellazioni effettuate sono riassunti in Tabella 8. Per ogni accelerogramma è stato ricavato il valore dell'accelerazione di picco $PGA_{u,eff}$ che ha prodotto il collasso (ossia il raggiungimento di un sollevamento di 25,5 mm in uno o più holdown) ed è stato calcolato il valore del fattore di struttura q come rapporto fra $PGA_{u,eff}$ e $PGA_{u,code}$ pari a 0,35g.

Terremoto	$PGA_{u,eff}$ [g]	Fattore di struttura q calcolato
Kobe	1,15	3,28
El Centro	1,20	3,43
Nocera Umbra	1,60	4,57
Northridge	0,88	2,51
Joshua	1,09	3,11
Loma Prieta	1,05	3,00
Mexico City	1,23	3,51
Kocaeli	1,43	4,09

Tabella 8. Riassunto dei risultati ottenuti dalle modellazioni.

Non inganni il fatto che, pur avendo scelto come criterio di collasso il massimo sollevamento misurato sugli holdown al termine della prova con il terremoto di Kobe 0,9g, il risultato della modellazione abbia prodotto come accelerazione di picco che ha

portato al raggiungimento dello stesso limite 1,15g. Infatti, come si evince dalla Tabella 3, il terremoto di Kobe 0,9g è stato applicato senza alcuna riparazione preventiva e quindi su un edificio già “danneggiato” le cui proprietà dinamiche non erano quindi corrispondenti a quelle del modello.

11 CONCLUSIONI

Come si può osservare dai risultati riportati in Tabella 8 e in Figura 18 in 7 casi su 8 è stato ricavato un valore del fattore di struttura uguale o superiore a 3 e in 2 casi superiore a 4. Questi risultati, se pur parziali, autorizzano gli autori a confermare le prime indicazioni già fornite in precedenti pubblicazioni, ossia che l’adozione di un valore del fattore di struttura pari a 3 per questa tipologia strutturale appare largamente giustificata.

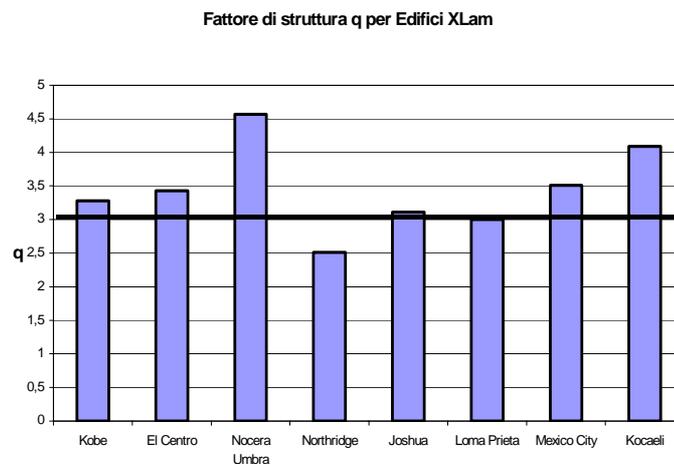


Figura 18. Grafico riassuntivo dei risultati.

Naturalmente per una valutazione completa occorre proseguire nelle analisi effettuando simulazioni con terremoti e edifici differenti e provando anche differenti ipotesi di criteri di collasso.

Tuttavia il valore ricavato mantiene intatto il suo importante valore di indicatore. Inoltre occorre considerare che l’edificio ha superato almeno 15 terremoti “distruittivi” di fila senza subire danni rilevanti e mantenendo intatta la sua conformazione originaria anche a seguito dell’ultimo accelerogramma che ha prodotto lo stato di “quasi collasso”. Ciò significa che questa tipologia costruttiva si dimostra molto promettente nel caso in cui la filosofia scelta per la progettazione nei confronti delle azioni sismiche è quella della NDD (No Damage Design) ossia progettazione per l’assenza di danni.

12 RINGRAZIAMENTI

Questo articolo è pubblicato all’interno del progetto SOFIE, un progetto di ricerca sugli edifici a struttura di legno del tipo XLam, finanziato dalla Provincia Autonoma di Trento.

Un caloroso ringraziamento per il loro fondamentale apporto alla riuscita di questo lavoro va al Prof. Motoi Yasumura della Shizuoka University, al Dr. Chikahiro Minowa del National Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED) di Tsukuba, al

Dr. Naohito Kawai del Building Research Institute e particolarmente al Dr. Minoru Okabe del Center for Better Living, Tsukuba.

Un ringraziamento speciale per il loro contributo va anche a Gabriele Bonamini, Mario Moschi, Carmen Sandhaas e Mario Pinna del CNR-IVALSA e Masateru Sudou del Center for Better Living, Tsukuba.

13 BIBLIOGRAFIA

- [1] EN 1998-1:2004: - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.*
- [2] A. Ceccotti - R.O. Foschi - *Reliability assessment of wood shear walls under earthquake excitation* - Proceedings of Santorini Conference on Stochastic Mechanics, 1998, Greece.
- [3] A. Ceccotti, M. Follesa, E. Karacabeyli - *3D Seismic Analysis of Multi-Storey Wood Frame Construction* - 6th World Conference on Timber Engineering, Whistler Resort, British Columbia, Canada, 2000
- [4] A. Ceccotti, M. Follesa, N. Kawai, M.P. Lauriola, C. Minowa, C. Sandhaas, M. Yasumura - *Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey Buildings made of Cross-Laminated Wooden Panels?*- Proceedings of 39th CIB W18 Meeting, paper n.39-15-4, Firenze 2006
- [5] A. Ceccotti, M. Follesa, M.P. Lauriola - *Le strutture di legno in zona sismica: criteri e regole per la progettazione e il restauro* - 2° edizione, Edizioni CLUT, Torino, 2007
- [6] A. Ceccotti, E. Karacabeyli: - *Nailed wood-frame shear walls for seismic loads: test results and design considerations* - Atti del Structural Engineers World Congress, San Francisco, CA, USA, 1998
- [7] H. J. Rainer, X. Lu, C. Ni, H. Cheng H, M. Follesa, E. Karacabeyli - *Research program on the seismic resistance of conventional wood-frame construction* - Proceedings of 8th National Conference on Earthquake Engineering (NCEE), San Francisco 2006
- [8] M. Yasumura - *Dynamic Analysis and Modeling of Wood-framed Shear Walls* - 6th World Conference on Timber Engineering, Whistler Resort, British Columbia, Canada, 2000
- [9] N. Yamaguchi, E. Karacabeyli, C. Minowa, N. Kawai, K. Watanabe, I. Nakamura - *Seismic performance of nailed wood-frame shear walls* - 6th World Conference on Timber Engineering, Whistler Resort, British Columbia, Canada, 2000