



Ing. Maurizio FOLLESA

Progettare la sicurezza: la sicurezza sismica.

Comportamento sismico delle strutture di legno.

È noto che il legno viene considerato un materiale non solo adatto, ma addirittura consigliabile per costruire in zona sismica, a patto che si ponga la dovuta attenzione nella progettazione e realizzazione dei necessari dettagli strutturali. Tale buona reputazione deriva, oltre che dal buon comportamento di edifici realizzati con sistemi strutturali in legno durante i passati terremoti, da alcune caratteristiche peculiari di questo materiale particolarmente idonee nei confronti delle azioni sismiche:

- **Leggerezza:** In generale si può affermare che l'azione sismica produce sulla struttura degli effetti riconducibili ad un sistema di forze variabili nel tempo. Riferendoci ai valori massimi di tale sistema di forze, questi si possono ottenere secondo la nota legge di Newton:

$$\text{FORZA} = \text{MASSA} \times \text{ACCELERAZIONE}$$

Pertanto i valori massimi delle sollecitazioni provocate dall'azione sismica sono direttamente proporzionali alle masse proprie e portate dalla struttura e all'accelerazione massima che queste ultime subiscono.

Le strutture in legno, se confrontate con le strutture realizzate con materiali da costruzione tradizionali, sono leggere e pertanto le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sono notevolmente inferiori.

Ad esempio il legno massiccio di conifera ha un peso specifico intorno ai 500 kg/m^3 . Questo significa che il rapporto peso specifico/resistenza è simile a quello dell'acciaio ed è 5 volte inferiore a quello del calcestruzzo.

- **Resistenza:** La resistenza del legno in dimensioni strutturali è dello stesso ordine di grandezza di quella del calcestruzzo, ma in più è presente anche a trazione.
Il legno però, a causa delle sue proprietà viscoelastiche, presenta una spiccata dipendenza delle caratteristiche meccaniche in funzione della durata del carico. In particolare, se sottoposto a carichi istantanei, quali ad esempio l'azione sismica, le proprietà di resistenza hanno un incremento pari al 10% del valore corrispondente a carichi di durata di 5 minuti e al 50% del corrispondente valore riferito ai carichi di lunga durata.
- **Deformabilità:** Il valore medio del modulo elastico del legno parallelamente alla fibratura è all'incirca pari a 1/3 di quello del calcestruzzo.
Anche per il valore del modulo elastico, a causa del comportamento viscoelastico del legno, si ha un incremento per carichi istantanei pari al 20% e più. Questo comporta un indubbio beneficio nell'aumento del carico critico per instabilità dell'equilibrio.

In ogni caso il fatto che il legno sia maggiormente deformabile comporta bassi valori di rigidezza e quindi un'alta flessibilità che si può tradurre in un aumento del periodo proprio di oscillazione e, quindi, in una minore suscettibilità della struttura nei confronti dell'azione sismica.

Oltre alle succitate caratteristiche del materiale legno, ottimali nei confronti delle azioni sismiche, ne esiste un'altra che sembrerebbe sconsigliarne l'utilizzo in zona sismica ossia *la fragilità*. Com'è noto infatti, il comportamento del legno in dimensioni strutturali, a causa dei difetti inevitabilmente presenti, e maggiormente all'aumentare delle dimensioni della sezione e del volume di materiale sollecitato (a causa dell'aumentare della probabilità di trovare un difetto determinante nella zona più sollecitata), è di tipo sostanzialmente fragile. Questo ovviamente non significa che non siano presenti comportamenti di tipo duttile, come ad esempio nelle sollecitazioni di flessione in cui si ha prima la plasticizzazione delle fibre compresse e quindi lo spostamento dell'asse neutro verso il basso e conseguente crisi dalla parte delle fibre tese, o come nel caso di sollecitazioni di compressione perpendicolare alla fibratura (in cui anche nel caso di legno in dimensioni strutturali si può arrivare agli stessi valori di duttilità del legno netto), ma tutto questo sarà dipendente dal livello di difettosità dell'elemento provato e dalla specie legnosa. In ogni caso occorre sempre fare riferimento al comportamento degli elementi strutturali più deboli, ossia quelli che determinano il valore caratteristico della resistenza, nei quali, a causa della inevitabile presenza di un difetto, sarà difficile riscontrare valori di duttilità maggiori di 1.

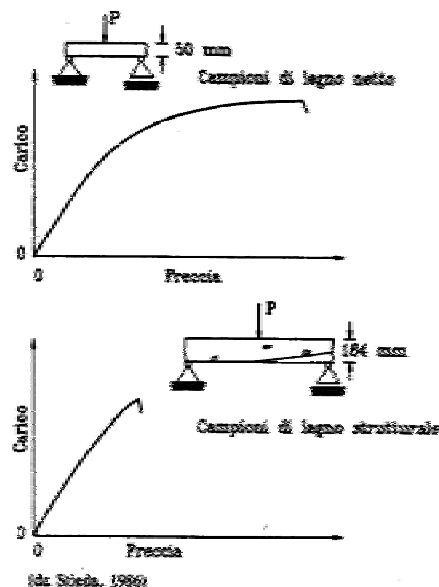


Figura 1 – Differenti livelli di duttilità a flessione per campioni di legno netto e di legno strutturale (da [1]).

Tutto questo però viene superato nelle strutture in legno attraverso l'utilizzo di elementi meccanici di collegamento, i quali avendo uno spiccato comportamento plastico, permettono il raggiungimento di livelli di duttilità maggiori di 1 per tutto l'organismo strutturale. E questo è particolarmente vero nel caso di edifici per l'edilizia residenziale realizzati con intelaiatura in legno e rivestimento in compensato strutturale o OSB, dove la presenza di migliaia di chiodi che collegano gli elementi portanti di legno massiccio ai pannelli di compensato svolgono un ruolo fondamentale nel raggiungimento del livello di duttilità necessario al buon comportamento dell'edificio sotto l'azione del terremoto.

Criteri generali di progettazione in zona sismica secondo l'EC8

Il criterio attuale nella progettazione delle strutture in zona sismica prevede che gli edifici siano in grado di resistere al cosiddetto “terremoto di servizio” (ossia un evento sismico moderato con un periodo di ritorno di 50 anni, pari cioè al periodo di vita utile previsto per la struttura), senza subire danni significativi o eccessive deformazioni che ne limitino l'utilizzo. Inoltre gli edifici devono essere in grado di resistere al “terremoto ultimo” (ossia un evento sismico di notevole intensità ma con una bassa probabilità che avvenga, con un periodo di ritorno di 250 anni), anche a costo di seri danni agli elementi strutturali portanti, ma senza che avvenga il collasso completo.

L'attitudine di una struttura a sviluppare deformazioni plastiche nei suoi elementi strutturali e di dissipare energia senza arrivare alla rottura è una parte essenziale della sua capacità di resistere alle azioni sismiche. Questo è vero per tutti i tipi di strutture ma lo è in particolar modo per le strutture in legno. Come detto in precedenza infatti, un elemento strutturale di legno ha un comportamento lineare elastico sino alla rottura, e sotto l'effetto di un carico ciclico mostra un comportamento spiccatamente fragile, sia per effetto dei difetti naturali di cui è dotato, come i nodi, e sia perché non c'è alcuna dissipazione di energia, ad eccezione di alcune zone con compressione perpendicolare alla fibratura.

I giunti incollati hanno anche loro un comportamento elastico, e non contribuiscono né al comportamento plastico della struttura né alla dissipazione di energia. Ciò significa che le strutture in legno composte da giunti incollati ed elementi assemblati con vincoli perfetti, per esempio, debbano essere considerate come strutture non dissipative, senza nessun qualsivoglia comportamento plastico. Comunque un comportamento duttile e la capacità di dissipare energia possono essere raggiunti con le connessioni fra gli elementi strutturali se queste sono “semi-rigide” (come è il caso di molte connessioni meccaniche) invece che “rigide” (come le connessioni incollate). Un progetto adeguato dei giunti con connettori meccanici (chiodi, spinotti, bulloni) consente di ottenere uno spiccato comportamento plastico.

La progettazione antisismica, come suggerito dall'Eurocodice 8 [7], prevede che le strutture debbano essere concepite secondo il “Criterio della gerarchia delle resistenze”, ossia occorre prevedere che gli elementi strutturali a comportamento plastico raggiungano lo stato post-elastico quando gli elementi a comportamento fragile sono ancora in fase elastica e ben lontani dal raggiungimento della rottura. Questo significa che nelle strutture in acciaio ad esempio, i giunti saldati vengano progettati in modo da essere molto più resistenti delle aste (avendo le saldature un comportamento fragile). La funzione dissipativa, essendo insita nelle caratteristiche del materiale, verrà svolta dalle parti di struttura non interessate dalle saldature. Nel C.A. invece, tale comportamento si ottiene progettando le sezioni con una opportuna staffatura, in modo tale da evitare la rottura a taglio che è sempre una rottura fragile. Nel caso delle strutture in legno tale criterio viene perseguito progettando adeguatamente i giunti con connettori meccanici, avendo ovviamente cura nel rendere gli elementi di legno più resistenti dei giunti (esattamente l'opposto quindi del criterio seguito nella progettazione delle strutture in acciaio).

Della duttilità si tiene conto nella progettazione attraverso l'introduzione del *fattore di struttura* q (o R per le norme canadesi), che consente di ridurre lo spettro di risposta per ottenere lo spettro di progetto da utilizzare nella analisi lineare. Il fattore di struttura è definibile come *il rapporto fra l'accelerazione di picco del terremoto che porta al crollo la struttura e l'accelerazione di picco che porta la struttura al raggiungimento del limite elastico*.

In pratica attraverso l'introduzione del fattore di struttura q , che tiene conto della capacità di dissipazione di energia della struttura attraverso un comportamento duttile, si consente al progettista di progettare la struttura in campo lineare tenendo conto dell'effettivo comportamento non lineare, semplicemente dividendo le ordinate dello spettro di risposta per il valore di questo coefficiente. I valori del fattore di struttura sono ovviamente diversi in funzione del tipo di materiale utilizzato, delle caratteristiche dei giunti e del tipo di struttura. Ovviamente nel caso di strutture poco dissipative tale valore è pari a 1.

Per le strutture in acciaio il valore del fattore di struttura varia tra 1 e 6, per le strutture in c.a. tra 1 e 5, mentre per le strutture in legno tra 1 e 3. Ovviamente, nel caso venga assunto un valore di tale fattore maggiore di 1 per le strutture in legno, dovrà essere garantita una sufficiente capacità plastica e dissipativa nei giunti. Tutto questo può essere ottenuto per la maggior parte dei giunti comunemente utilizzati, seguendo alcune semplici prescrizioni progettuali contenute nell'EC8 nella parte 1.3, Capitolo 4 "Regole specifiche per gli edifici in legno". Tuttavia, al fine di evitare limitazioni all'utilizzo delle strutture in legno in zona sismica, l'EC8 ci autorizza, in linea di principio, ad utilizzare qualsiasi tipo di giunto a patto che venga dimostrata la sua capacità plastica e dissipativa secondo le prescrizioni contenute in procedure di prova stabilite da apposite norme (prEN 12512 "Strutture di legno – Metodi di prova – Prove cicliche su giunti realizzati con connettori meccanici").

L'Eurocodice 8 nella parte riferita alle strutture di legno ci viene incontro nell'identificazione del corretto valore del fattore di struttura da adottare in funzione del sistema costruttivo adottato e del tipo di giunti che lo compongono definendo appunto le tipologie strutturali ammesse ed il corrispondente valore del fattore di struttura q . Queste sono:

- ✓ *Strutture non dissipative*, senza o solo con alcuni giunti con connettori meccanici (es. archi incernierati, strutture a sbalzo con giunti rigidi alla base, edifici con pareti-solai resistenti alle forze orizzontali senza connettori meccanici sia nelle interconnessioni che tra il rivestimento ed il telaio di legno): $\Rightarrow q=1$
- ✓ *Strutture poco dissipative*, con poche ma efficaci zone dissipative, strutture con colonne fissate alla base semi-rigidamente: $\Rightarrow q=1,5$
- ✓ *Strutture mediamente dissipative* quali telai o strutture a trave e pilastro con giunti semi-rigidi fra tutte le aste. Le connessioni alle strutture di fondazione possono essere sia semi-rigide che incernierate: $\Rightarrow q=2$
- ✓ *Strutture mediamente dissipative* quali edifici con pareti verticali resistenti alle azioni orizzontali dove il rivestimento è incollato al telaio. I solai sono interconnessi per mezzo di connettori meccanici: $\Rightarrow q=2$
- ✓ *Strutture mediamente dissipative* quali strutture miste realizzate con telai in legno (resistenti alle azioni orizzontali) e riempimenti non portanti: $\Rightarrow q=2$
- ✓ *Strutture con buon comportamento dissipativo* quali edifici con elementi verticali in grado di sopportare azioni di tipo orizzontale, dove il rivestimento è meccanicamente collegato alla struttura intelaiata così come per gli elementi parete (i diaframmi orizzontali possono essere incollati o chiodati): $\Rightarrow q=3$

In ogni caso, se i calcoli eseguiti per i carichi statici portano a valori delle forze agenti sulla struttura che siano maggiori di quelle attese nel caso di azione sismica (anche assumendo un valore del fattore di struttura $q=1$) non c'è nessuna necessità di prescrivere alcun livello di duttilità nei giunti. Questo può essere il caso di grandi strutture in zone con elevati carichi da neve. Ciononostante, anche in questo caso, pur non essendo necessario, il soddisfacimento delle prescrizioni progettuali dell'EC8 darà alla struttura stessa una riserva di duttilità che è comunque sempre opportuna.

Duttilità nei giunti e nelle pareti chiodate.

I giunti realizzati con connettori meccanici, come detto, presentano uno spiccato comportamento plastico, a patto che vengano rispettate le prescrizioni riguardanti gli interassi fra i connettori e le distanze dai bordi e dalle estremità degli elementi lignei. Questo è dovuto a due fenomeni che avvengono contemporaneamente: il rifollamento del legno e la plasticizzazione dei connettori metallici. La curva carico-spostamento per carico monotono è caratterizzata da un tratto iniziale ripido, seguita, una volta superato il limite elastico o dell'elemento metallico e/o della resistenza al rifollamento del legno, da un secondo tratto in cui la pendenza decresce fino al raggiungimento di un tratto orizzontale che indica il raggiungimento del limite di resistenza F_{max} del giunto. Questo è a sua volta seguito da un tratto decrescente che indica che il giunto si è rotto o per rottura dell'acciaio o del legno a rifollamento. Il tratto discendente della curva dopo il raggiungimento del carico massimo indica che anche dopo la rottura il giunto continua ad avere delle riserve di resistenza. Questo permette di considerare come deformazione limite quella raggiunta per un carico inferiore del 20% di quello massimo sul tratto di curva discendente.

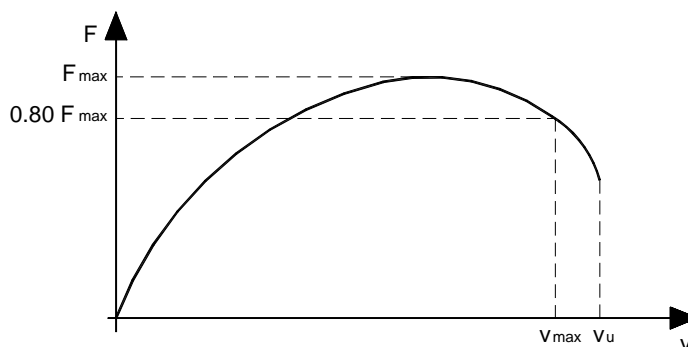


Figura 2 - Tipica curva carico-spostamento per applicazione statica monotona del carico per una parete in legno con connessioni chiodate.

Il caso visto in precedenza è riferito ad un carico monotono, ma quando viene applicato un carico ciclico (come è il caso dell'azione sismica) con una rapida inversione della forza applicata, si verificano dei fenomeni più complessi. I cicli del diagramma carico-spostamento assumono una configurazione a "fiocco di farfalla" il cui corpo centrale si assottiglia man mano che si va verso valori più alti del carico. L'assottigliamento del ciclo è dovuto al fatto che gli elementi meccanici di collegamento si sono fatti posto nel legno e ad ogni incremento del carico continuano a farsene sempre di più, e solo una piccola parte della deformazione nel legno, dovuta all'azione concentrata del connettore, viene recuperata elasticamente, per cui all'inversione del carico si hanno grandi spostamenti per modesti incrementi o decrementi del carico.

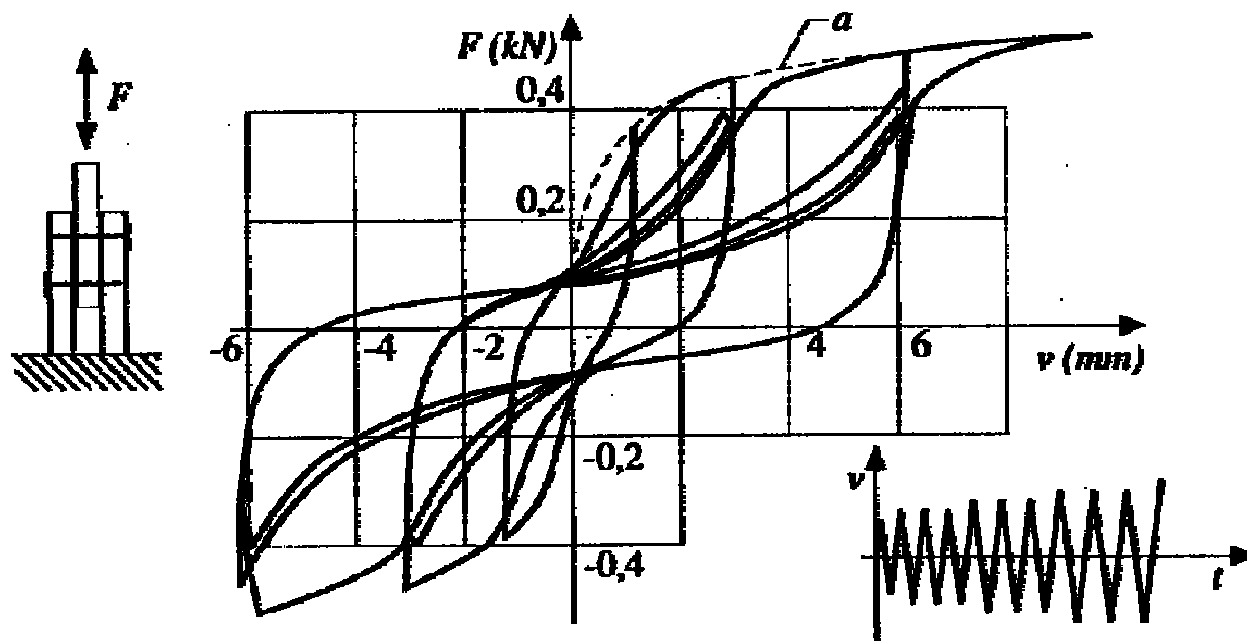


Figura 3 – Comportamento ciclico tipico di una connessione chiodata: a, curva di involucro (da [2]).

Questo consente di sviluppare deformazioni rilevanti prima di giungere alla rottura o per frattura localizzata del legno o per crisi dell'elemento di collegamento, e conseguentemente di dissipare una notevole quantità di energia per isteresi.

È stato osservato che la curva di involucro per carichi ciclici coincide circa con quella corrispondente al carico monotono, e perciò è indipendente dalla storia di carico. La differenza fra le due curve è di circa il 10 % a meno di qualche alterazione nella configurazione del giunto (come ad esempio un effetto di sfilamento molto pronunciato nei connettori) o di alcune fratture dovute a fenomeni di fatica dopo pochi cicli, anche se i giunti nelle strutture in legno realizzati con connessioni meccaniche non sono molto sensibili a tali effetti.

Inoltre si è visto che le prove cicliche effettuate sia sui giunti sia su singole parti strutturali dell'edificio, quale ad esempio una parete di un edificio residenziale realizzato con il sistema "Platform", rivestita con compensato fissato all'intelaiatura di legno per mezzo di numerosi chiodi, si sono rivelate sufficienti per valutare il comportamento di tali elementi sotto l'effetto dell'azione sismica. Le prove cicliche forniscono in maniera più che soddisfacente tutti i parametri necessari per poter predire il comportamento della struttura sotto un terremoto reale. Infatti se la "forma" del comportamento ciclico del giunto o della parete è nota, è possibile effettuare una analisi non lineare per mezzo di un programma di calcolo agli elementi finiti per riuscire a trovare la resistenza della struttura per un dato terremoto ossia l'accelerazione di picco del terremoto che ne produca il collasso. Naturalmente nel caso di un terremoto reale i cicli saranno meno regolari di quelli osservati durante le prove cicliche in laboratorio perchè l'input sarà casuale ed irregolare, ed i cicli effettuati allo spostamento massimo saranno molto pochi mentre quelli più piccoli saranno più numerosi.

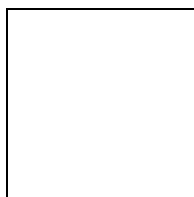


Figura 4 – Prove cicliche su una parete con intelaiatura di legno e rivestimento in compensato chiodato: storia di spostamento, curva carico-spostamento ottenuta dalle prove e per mezzo di una simulazione ottenuta con un programma di calcolo non lineare e confronto in termini di energia dissipata.

Occorre evidentemente definire preventivamente il criterio di collasso della struttura: per prove su pareti di edifici realizzati con il sistema Platform, tale limite è stato definito come lo spostamento corrispondente all'80% del carico massimo sul tratto discendente della curva carico-spostamento per carico monotono (vedi Figura 2).

Tutte le prove e le simulazioni effettuate finora su pareti di edifici realizzati con il sistema "Platform", ossia pareti costituite da un'intelaiatura di legno costituita da montanti di sezione di 38x89 mm posti ad un interasse di 30 – 40 cm collegati superiormente ed inferiormente da un elemento della stessa sezione, alla quali viene inchiodato il compensato strutturale di 9,5 mm di spessore mediante chiodi di 3 mm di diametro posti ad un interasse di 150 mm sui bordi esterni e 300 mm sui supporti interni, hanno dimostrato un ottimo comportamento sotto l'azione sismica.

Per una parete di un edificio a 4 piani progettata con un valore del fattore di struttura q (o R per le norme Canadesi come in questo caso) pari a 3 e per un valore del coefficiente di sismicità corrispondente ad un valore dell'accelerazione di picco pari a 0,23 g, sono state effettuate una serie di analisi non lineari nel dominio del tempo mediante un programma di calcolo con una serie di terremoti reali avvenuti nel recente passato e con una serie di terremoti generati dallo spettro di risposta proposto dalle normative Canadesi. I risultati sono illustrati schematicamente nella figura successiva.

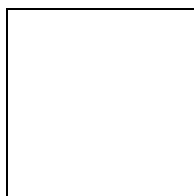


Figura 5 – Riassunto dei risultati di analisi non lineari effettuate su una parete di 4 piani con 6 accelerogrammi riferiti a terremoti reali e 23 accelerogrammi modificati ricavati dallo spettro di risposta delle normative Canadesi.

Tutte le analisi effettuate hanno dimostrato che il valore dell'accelerazione di picco che porta al collasso della parete è sempre maggiore di quella di progetto.

La figure seguenti si riferiscono invece a prove pseudodinamiche effettuate su una parete di 4,88 x 2,44 m realizzata sempre con il sistema Platform (illustrata in Figura 5) con alcuni accelerogrammi reali.

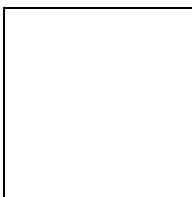


Figura 6 – Schema dell'apparato di prova per una parete costruita con il sistema Platform di m 4,88x2,44 (da [4]).

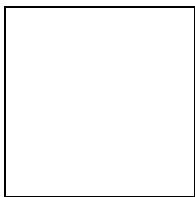


Figura 7 – Cicli carico-spostamento per le prove pseudodinamiche effettuate con alcuni accelerogrammi reali sulla parete di Figura 5 (da [4]).

Come si può osservare in tutti i casi il comportamento dissipativo della parete è ottimale e la capacità resistente della parete è risultata in alcuni casi addirittura maggiore nel caso di terremoti reali (curve continue) rispetto al caso di carico statico monotono (curve a pallini).

Gli edifici per l'edilizia residenziale realizzati con il sistema Platform

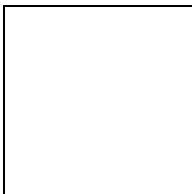


Figura 8 – Edificio monofamiliare e condominio pluripiano realizzati con il sistema Platform

Gli edifici realizzati ad ossatura di legno e compensato strutturale, tecnologia meglio nota con il nome di *Platform Frame* ed utilizzata soprattutto in Nord America dove sono realizzati con questo sistema circa l'80% degli edifici residenziali ma diffusa anche in Australia, Nuova Zelanda, Giappone e Nord Europa, e recentemente, anche se in piccola parte, nel nostro paese, quando eseguiti correttamente presentano un ottimo comportamento al sisma.

Questo sia perché presentano il tipico comportamento a "scatola chiusa", sia perché la presenza di migliaia di chiodi che collegano gli elementi portanti di legno massiccio con i pannelli di compensato (o OSB) svolgono un ruolo fondamentale nella capacità di dissipazione di energia durante il terremoto.

Il comportamento ottimale nei confronti dell'azione sismica visto per le pareti di edifici realizzati con questo sistema si traduce al livello generale su tutto l'edificio a patto che si ponga la dovuta attenzione nella progettazione e realizzazione dei dettagli strutturali. Infatti non basta la semplice applicazione delle prescrizioni progettuali contenute negli Eurocodici, anche perché una normativa non risolverà mai esaurientemente tutti i possibili problemi che si presentano durante la progettazione, ma occorre porre la dovuta attenzione ad alcuni dettagli tenendo in considerazione che il tipo di azione considerata coinvolge tutta la struttura nel suo insieme e non solo alcune parti di essa come nel caso di azioni verticali.

Questo significa che la continuità dei collegamenti fra le diverse porzioni di struttura in tutte le posizioni è particolarmente importante e deve essere effettiva sia a trazione che a compressione.

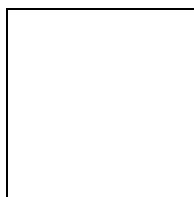


Figura 9 – Effetti strutturali differenti nel caso di azioni verticali ed orizzontali su una parete (da [3]).

Tutti i componenti delle pareti resistenti alle azioni orizzontali e dei solai devono essere adeguatamente collegati in modo che la struttura agisca come un insieme unitario. Al livello dei solai deve essere prevista la presenza di un cordolo continuo intorno al solaio al fine di assorbire le azioni di trazione che si sviluppano quando il solaio, considerato rigido nel proprio piano (e questo è il caso dei solai realizzati con questo sistema costruttivo), viene caricato da azioni orizzontali, e la necessaria continuità agli angoli può essere assicurata mediante il collegamento con i pannelli di compensato che rivestono il solaio ponendo i chiodi ad un interasse più fitto (vedi Figura 10 part. a e b). Anche in altezza gli elementi portanti verticali devono essere connessi con continuità in modo da garantire la trasmissione delle azioni verticali (Figura 10 part. c). Occorre poi porre la dovuta attenzione anche alla connessione della sovrastruttura di legno alle fondazioni sia al fine di evitare il sollevamento che lo slittamento (Figura 10 part. d, Figura 11 part. a). Inoltre, poiché le aperture costituiscono degli indebolimenti sia per le pareti che per i solai, occorre rinforzarle in modo da assicurare, per quanto possibile, la stessa rigidezza nel piano della parete o del solaio (Figura 11 part. d). Nelle figure 10 e 11 vengono illustrate alcune soluzioni possibili per risolvere questi particolari costruttivi.

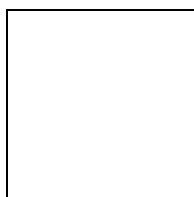


Figura 10 – Particolari per realizzare la necessaria continuità strutturale nei confronti delle azioni orizzontali (da [3]).



Figura 11 – Esempi di particolari costruttivi per un edificio realizzato con il sistema Platform (da [3]).

Naturalmente le connessioni fra i vari elementi strutturali devono essere in grado di funzionare in entrambe le direzioni essendo l'azione sismica un'azione bi-direzionale. Occorre poi porre la dovuta attenzione (ma questo è un principio costruttivo valido per tutte le strutture in generale ed alla base dell'EC8) alla regolarità sia in pianta che in elevazione dell'edificio. Questo non significa necessariamente realizzare edifici che abbiano assi di simmetria, ma che abbiano almeno una distribuzione il più possibile regolare ed omogenea degli elementi strutturali resistenti all'azione sismica. Infatti gli effetti torsionali indotti dall'irregolare distribuzione delle rigidezze sono difficilmente valutabili mediante i calcoli e quando non è possibile evitarli, è consigliabile contrastarli mediante l'impiego di

controventi addizionali o incrementando lo spessore dei pannelli e diminuendo l'interasse dei chiodi nelle pareti meno rigide.

Tenuto conto di quanto detto in precedenza, gli edifici realizzati con questo sistema costruttivo hanno dimostrato un ottimo comportamento nei confronti delle azioni sismiche. Tutto questo è testimoniato dal buon comportamento durante terremoti avvenuti nel recente passato in aree dove questa tipologia di edifici è largamente diffusa. In particolare nel caso di edifici ad un piano non si sono verificati danni rilevanti per terremoti con valori dell'accelerazione di picco fino a 0,6 g. A seguito del terremoto avvenuto a Kobe (Giappone) nel 1995, il terremoto più forte avvenuto nel recente passato, con valori dell'accelerazione di picco da 0,6 a 0,8 g, di circa 8.000 case costruite con il sistema Platform ad uno o due piani, nessuna ha subito crolli e il 70% non ha subito alcun danno rilevante.

Quando collassi ci sono stati, questi sono avvenuti per i seguenti motivi, indipendenti per lo più dalle qualità intrinseche del legno:

- ✓ cedimento della sottostruttura o delle fondazioni;
- ✓ forti asimmetrie nella configurazione strutturale;
- ✓ presenza di larghe aperture al piano terra;
- ✓ insufficiente resistenza dei camini spesso in mattoni senza alcun rinforzo.

Nelle normative sismiche di molti paesi extraeuropei (es. Stati Uniti e Canada) per edifici costruiti con questo sistema fino a tre piani non è previsto alcun calcolo, ma è sufficiente seguire una serie di indicazioni costruttive e progettuali.

Nell'Eurocodice 8 questa possibilità non è stata contemplata in ragione delle diverse tecniche costruttive utilizzate nei vari paesi europei.

Conclusioni

In generale le strutture di legno possiedono un ottimo comportamento nei confronti delle azioni sismiche, sia per merito delle caratteristiche peculiari del materiale in se, sia per le caratteristiche di duttilità delle unioni meccaniche in dipendenza del sistema costruttivo. Questo a patto che si ponga la dovuta attenzione nella progettazione e realizzazione dei necessari particolari costruttivi, al fine di garantire la trasmissione degli sforzi derivanti dall'azione sismica all'intero organismo strutturale dalle fondazioni al tetto e viceversa, e che venga assicurata una sufficiente riserva di resistenza (duttilità e dissipazione di energia). Le normative e l'esperienza passata possono dare le linee guida per una appropriata progettazione, ma il progettista ha sempre l'obbligo di non assecondare tali indicazioni in maniera acritica e di trovare le giuste soluzioni per ogni tipo di problema che si trovi ad affrontare.

Bibliografia

- 1 - G. Giordano, A. Ceccotti, L. Uzielli : "*Tecnica delle costruzioni in legno*", Hoepli ed., Milano, 1999.
- 2 - A. Ceccotti: "*Timber connections under seismic actions*", Step Lecture C17, da "*Timber Engineering –Step 1*", EU Commett Programme, 1995
- 3 - A. Ceccotti: "*Detailing of timber structures in seismic areas*", Step Lecture D10, da "*Timber Engineering –Step 2*", EU Commett Programme, 1995
- 4 - 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
- 5 - H.J. Reiner, E. Karacabeyli: "*Wood-frame constructions in past earthquakes*" – Atti del World Conference on Timber Engineering, Whistler Resort, BC, Canada, 2000
- 6 - A. Ceccotti, M. Follesa, E. Karacabeyli: "*3D seismic analysis of multi-storey wood frame contructions*" – Atti del World Conference on Timber Engineering, Whistler Resort, BC, Canada, 2000
- 7 - A. Ceccotti, M. Lauriola, A. Vignoli: "*About the seismic resistance of the Hamar Hall*" – Atti dell'International Timber Engineering Conference, New Orleans, USA, 1996
- 8 - M. Lauriola: "*Comportamento sismico di una grande struttura di legno lamellare incollato: l'Olympiahall di Hamar*" – Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Firenze, 1994
- 9 - M. Follesa: "*Comportamento sismico di edifici multipiano in legno*" – Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Firenze, 1998
- 10 - UNI ENV 1995-1-1: "*Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici*", Milano, 1995
- 11 - UNI ENV 1998-1-3: "*Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1.3: Regole generali – Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi*", Milano, 1998