

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.**

**Cap. 11 - EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO
(par. C.8)
(Ario Ceccotti, Andrea Vignoli)**

SOMMARIO

11.1. Generalità	11.3
11.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma	11.3
11.2.1. Altezza massima dei nuovi edifici (C.2)	11.3
11.2.2. Edifici con struttura in legno (C.8)	11.4
11.2.3. Interventi di miglioramento (C.9.1.2)	11.5
11.2.4. Interventi di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria: solai (C.9.8.2)	11.5
11.2.5. Interventi di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria: coperture (C.9.8.5)	11.5
11.3. Commenti e miglioramenti possibili	11.5
11.3.1. Generalità, richiami sul materiale e sulle strutture di legno	11.5
11.3.2. Altezza massima degli edifici	11.9
11.3.3. Edifici con struttura in legno	11.10
11.3.4. Interventi di miglioramento per gli edifici in muratura: solai (C.9.8.2)	11.11
11.4. Esempi di applicazione	11.11
11.5. Conclusioni	11.13
11.6. Bibliografia	11.15

Cap. 11 - EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO (par. C.8)

(Ario Ceccotti, Andrea Vignoli)

11.1. GENERALITA'

Come la vecchia norma così anche la nuova tratta delle strutture di legno in pochi punti, limitandosi al caso degli edifici. Poche sono le variazioni rispetto alla versione precedente.

Ve n'è comunque una che, se a prima vista appare quasi impercettibile, è tuttavia indice che qualcosa sta mutando nell'ambito normativo nella considerazione del legno come materiale da costruzione per opere di ingegneria civile. Ci si riferisce qui al fatto che la parola "legname", usata nelle versioni precedenti della norma, è stata mutata nella parola "legno". La differenza può apparire quasi una sottigliezza, tuttavia laddove legname evoca l'immagine di un materiale grezzo, (rude timber per dirla all'americana) assortito alla rinfusa senza nessuna classificazione secondo la qualità resistente, legno è un termine più specifico già usato nella letteratura scientifica italiana (1, 11), e che contiene in sé la possibilità di lasciare il posto ad una serie di termini più specifici, quali ad esempio, legno netto e legno strutturale, legno massiccio e legno lamellare, prodotti derivati dal legno, legno classificato secondo la resistenza a vista e a macchina, etc.. In altre parole mentre l'espressione costruzione in legname evoca il pensiero di qualcosa di poco più di una baracca, l'espressione costruzione in legno, magari lamellare, richiama alla mente la visione di dignitose se non addirittura ardite, ed esteticamente molto gradevoli, strutture.

In effetti nel corso della redazione della versione finale della norma c'è stato addirittura il tentativo di cambiare la dizione "legname" in quella di "legno massiccio e lamellare". Tale cambiamento non è stato accettato perché considerato troppo spinto non avendo ancora l'Italia una propria normativa sulle strutture di legno.

Comunque, ed è bene qui ricordarlo al Lettore, il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha più volte, in risposta a quesiti provenienti da diverse parti del Paese, sostenuto l'ammissibilità dell'uso del legno lamellare in zona sismica, come materiale da costruzione. Ha inoltre sempre raccomandato che la fabbricazione del prodotto fosse eseguita secondo standard europei riconosciuti e con certificazione di controllo della qualità del materiale fabbricato e che il progetto fosse redatto secondo norme di calcolo di paesi europei, ad esempio la DIN tedesca o la CB francese, ben consolidate (in (9) si può trovare una semplice e rapida guida al progetto, con il metodo delle tensioni ammissibili). Per coprire la carenza di una normativa italiana è stata poi di recente avanzata in seno al Ministero dei LLPP la proposta di istituire una Commissione di studio per la preparazione di una normativa per il calcolo delle strutture di legno, sotto forma di istruzioni (che potrebbero essere del tipo delle "vecchie" 10011-CNR per il calcolo delle strutture in acciaio).

11.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

11.2.1. ALTEZZA MASSIMA DEI NUOVI EDIFICI (C.2)

Sostanzialmente si dice che in zona con grado di sismicità alto e medio ($S = 12$ o 9) si può arrivare a costruzioni di due piani più, eventualmente una mansarda, se questa si colloca al di sopra del piano di gronda. In caso di zona con grado di sismicità $S = 6$ si può arrivare ad avere un piano in più.

Per capire il perché di tali prescrizioni bisogna domandarsi qual'è l'idea che il Normatore ha degli edifici a più piani in legno. Tale prescrizione sull'altezza si tramanda nella normativa sin dal 1975 (primo D.M. con impianto di tipo moderno che è rimasto, praticamente immutato fino a quest'ultimo decreto), la concezione strutturale di un edificio di legno era quella di un edificio in tronchi di legno (tipo log-house), magari impostato su uno zoccolo in muratura od in cemento armato, o di un edificio con intelaiatura in legno a travi e pilastri irrigiditi da controventi in legno e/o da tamponature in mattoni od in canniccio intonacato (2). Tali tipologie comunissime in

Europa, ad es. Germania, Inghilterra e Francia, erano non sconosciute nel nostro paese, specialmente nel Sud d'Italia.

La considerazione poi del legname, come materiale non classificato convenientemente secondo la qualità resistente, e del già iniziato fenomeno di rarefazione di manodopera qualificata, spinse allora la prudenza del legislatore a limitare l'altezza di tali edifici rispetto a quella degli edifici in muratura ordinaria. Tale limitazione si è protratta fino ai giorni nostri perdurando i motivi che l'hanno generata.

11.2.2. EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO (C.8)

Nel corpo del paragrafo non vi è alcun cambiamento rispetto alla precedente edizione, vista la brevità si ritiene opportuno riportare per intero il paragrafo:

“Le costole montanti e le altre parti costituenti l'organismo statico degli edifici in legno devono essere di un solo pezzo oppure collegate in modo da non avere indebolimenti in corrispondenza delle giunzioni.”

La richiesta di avere edifici con “costole montanti” di un solo pezzo è certamente valida. Si tratta di una delle regole del buon costruire in zona sismica dove si richiede la continuità del flusso degli sforzi attraverso gli elementi portanti dalla copertura alle fondazioni e viceversa. La stessa regola del buon costruire che è richiesta, ad esempio, anche dalle normative Canadese, Neozelandese e Giapponese (Fig. 11.1).

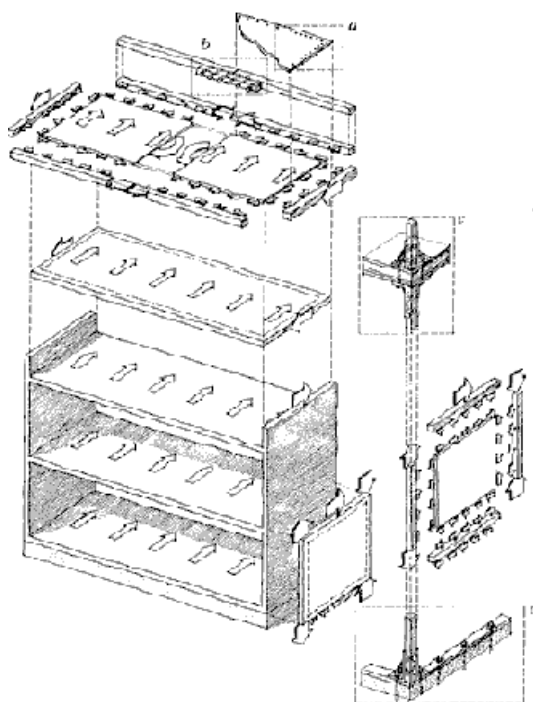


Fig. 11.1 - *Importanza dei particolari costruttivi per assicurare la continuità strutturale sotto azioni orizzontali: (a) rinforzi d'angolo; (b) continuità degli elementi in tensione a livello dei solai; (c) continuità dei montanti verticali; (d) prevenzione del sollevamento e dello scivolamento fuori dalla fondazione.*

Viceversa la richiesta che tale tipo di continuità sia estesa anche per le altre parti della struttura “in modo da non avere indebolimenti in corrispondenza delle giunzioni” è discutibile.

Come noto, gli studi condotti su questo aspetto negli ultimi anni (3, 5, 8, 13, 14 e 16), per le strutture di legno è opportuno recuperare a livello delle unioni la duttilità strutturale che altrimenti, nel caso di unioni rigide, sarebbe demandata al solo materiale. In questo caso le strutture non sarebbero da considerarsi dissipative in quanto il materiale per tensioni normali si comporta in modo elastofragile.

11.2.3. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO (C.9.1.2)

Gli interventi di miglioramento sono consigliati per gli edifici a carattere monumentale, di cui all'art. 16 della Legge 2 febbraio 1974 n. 64, e quindi in quest'ottica gli elementi strutturali di legno contenuti in questo tipo di edifici dovranno essere oggetto di soli interventi tesi ad aumentare il grado di sicurezza nei confronti dell'azione sismica senza peraltro modificare il comportamento globale dell'edificio.

A questo scopo si segnala l'opportunità di seguire le direttive specifiche messe a punto dal Comitato nazionale per la prevenzione del patrimonio culturale dal rischio sismico (seduta del 14/07/89) e le altre prescrizioni normative successivamente emanate (Circolare del Ministero dei Beni Culturali ed Ambientali del 18 luglio 1986 n. 1032). Nelle direttive viene consigliato di procedere, essenzialmente, con lavori di restauro, articolati in interventi di miglioramento sismico e di manutenzione, per i complessi architettonici di valore storico artistico. Si consiglia la conservazione dei solai in legno procedendo, se del caso, all'irrigidimento del tavolato, nel caso che il solaio debba essere sostituito si consiglia di mettere in opera un solaio ancora in legno. Per le coperture si consiglia di conservare i tetti in legno, evitando interventi che comportino aumento delle masse all'ultimo piano.

11.2.4. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA: SOLAI (C.9.8.2)

La norma dice che possono essere utilizzati solai in legno solo ove ciò sia richiesto da particolari esigenze architettoniche. Nel caso che tali strutture si debbano sostituire si prescrive l'utilizzo di solai in c.a. (o c.a.p.) o solai misti con blocchi interposti in laterizio od altro materiale, ovvero in acciaio efficacemente ancorati alle estremità di cordoli.

Il motivo per di tale prescrizione è dovuto al fatto che il solaio costituito di solo legno non è considerato capace di assolvere la funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra i muri di controvento.

11.2.5. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA: COPERTURE (C.9.8.5).

I tetti, ove sostituiti, debbono essere non spingenti ed efficacemente collegati ad un cordolo di coronamento; nel caso di tetti in legno si deve garantire una adeguata connessione fra i diversi elementi costituenti l'orditura.

Si rileva in questo caso una impostazione più favorevole all'impiego del legno quale struttura di copertura, si permette la sostituzione di un tetto in legno con altro dello stesso tipo purché si realizzi un cordolo di coronamento.

11.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

11.3.1. GENERALITA', RICHIAMI SUL MATERIALE E SULLE STRUTTURE DI LEGNO

A questo punto appare utile effettuare alcuni richiami su alcune caratteristiche del materiale legno e delle strutture con esso realizzate, al fine di illustrare meglio i commenti successivi.

La prestazione fornita durante passati terremoti dalle strutture di legno tradizionali è stata per lo più eccellente. I collassi rilevati sono stati causati per lo più da qualcuno dei seguenti motivi, generalmente indipendenti dalla qualità intrinseca del materiale da costruzione legno:

- cedimento della sottostruttura (ad esempio murature di garage mal distribuite);
- fondazioni inadeguate, non sufficientemente irrigidite e mal connesse;
- forti asimmetrie nella forma strutturale, con larghe aperture nelle pareti in vicinanza degli spigoli dei fabbricati;
- connessioni strutturali inadeguate (specialmente fra componenti di diversa rigidità, come ad esempio case con rivestimento in muratura);
- uso di coperture realizzate con materiali pesanti senza adeguato supporto resistente laterale;
- insufficiente resistenza dei camini spesso in mattoni realizzati senza alcun rinforzo;
- scarsa resistenza del legno se attaccato da funghi ed insetti;
- vulnerabilità agli incendi che possono svilupparsi a seguito di un sisma.

Tuttavia, negli ultimi decenni in tutto il mondo, la tecnologia delle strutture di legno è cambiata considerevolmente con l'adozione di tipologie strutturali diverse dalle tradizionali, con aperture e luci sempre più grandi, con schemi statici nuovi; tutto questo ha portato a condurre il dimensionamento non più sulla base delle regole descrittive della pratica tradizionale, ma secondo i metodi di calcolo dell'ingegneria strutturale.

Al tempo stesso una vasta azione di studio e di ricerca ha preso campo riguardo alle strutture di legno ed in particolare anche al loro comportamento in zona sismica. Qui di seguito ne vengono illustrati i punti salienti:

1. Leggerezza

Senza voler entrare in merito alla variabilità dei valori di massa volumica, ma giusto per avere un utile orientamento, si può considerare che il valore medio della massa volumica del legno in dimensioni d'uso nelle strutture (legno strutturale) si aggira intorno ai 500 kg/m³ (per le conifere; se si considerano quercia e faggio si sale ai 700 kg/m³).

Il rapporto resistenza/peso risulta pari a quello dell'acciaio e 5 volte più grande di quello del calcestruzzo: in altre parole ciò significa che, a parità di portata, una trave di legno, ad esempio, ha più o meno le stesse dimensioni di una trave in cemento armato (in effetti minori perché il peso proprio è minore) ma un peso 5 volte più basso; mentre ha all'incirca lo stesso peso della equivalente trave di acciaio.

2. Resistenza

La resistenza del legno strutturale è dello stesso ordine di grandezza di quella del calcestruzzo, ma rispetto a quest'ultimo, è presente anche a trazione. Facendo riferimento al legno di conifera europea (abete bianco ed abete rosso, pino silvestre) si possono avere i seguenti valori di riferimento per i valori di resistenza caratteristica a flessione per carichi della durata intorno ai 5 minuti (durata della prova): da un minimo di 16 MPa ad un massimo di 30 MPa a seconda della classe di qualità resistente (categoria). Il legno però ha natura viscoelastica e presenta una forte dipendenza delle caratteristiche di resistenza in funzione della durata del carico. Nei confronti di carichi di lunga durata la tensione massima sopportabile per un tempo indefinito scenderà del 40%, mentre salirà del 10% per carichi di durata istantanea, come nel caso di un sisma. Nei codici di calcolo ovviamente si tiene conto di tale particolare comportamento attraverso opportuni coefficienti correttivi (che quindi sono diversi dai fattori di sicurezza) per la durata del carico (K_{mod} nell'Eurocodice 5).

3. Deformabilità

Il valore del modulo elastico medio del legno strutturale di conifere europee può variare da un minimo di 8000 MPa ad un massimo di 12000 MPa a seconda della categoria, con riferimento a prove di breve durata (5 min). Tuttavia anche tali valori, stante la natura viscoelastica del legno, per carichi istantanei subiscono incrementi del 10% e più (4). Questo fatto ha un indubbio beneficio agli effetti dell'aumento del carico critico per instabilità dell'equilibrio. In sostanza comunque l'ordine di grandezza del valore del modulo elastico, valutato per deformazione parallela alla direzione delle fibre, risulta, nel legno strutturale, circa un terzo di quello del calcestruzzo. Ciò comporta in definitiva bassi valori di rigidità alla traslazione (si pensi ad un semplice portale) e quindi ad una maggiore flessibilità che talora si può tradurre in un aumento del periodo proprio di oscillazione e, quindi, in una diminuzione dell'intensità dell'azione sismica sulla struttura.

4. Fragilità

Il comportamento a rottura del legno in dimensioni strutturali risulta, parallelamente alla fibratura, di tipo sostanzialmente fragile, a causa dei difetti inevitabilmente presenti nel materiale, e ciò accade in maniera più accentuata all'aumentare delle dimensioni della sezione e del volume sollecitato (essendo sempre più probabile la presenza di un difetto determinante per la resistenza).

Questo non significa che talora non possano manifestarsi rotture di tipo "duttile", ad. esempio a flessione, con la plasticizzazione delle fibre compresse e conseguente spostamento verso il basso dell'asse neutro fino al raggiungimento della crisi dal lato delle fibre tese, ottenendo, in questo caso, un rapporto tra la freccia di rottura e la freccia al limite di proporzionalità maggiore di 1: questo dipenderà dal grado di difettosità di quel particolare elemento provato, oltre che dalla specie legnosa. Ma resta il fatto fondamentale, e cioè che è il tipo di comportamento relativo agli elementi strutturali più deboli, quelli che, per intenderci, determinano il valore caratteristico delle resistenze, cui si fa riferimento nei codici di calcolo. In ogni caso con il legno strutturale, anche per il più duttile, non si può superare il valore di 2 per sezioni inflesse, ben lontano dai corrispondenti valori per le sezioni in calcestruzzo armato ed in acciaio.

Vi è da considerare che prima della frattura, restando il materiale in campo elastico lineare, i cicli di isteresi risultano molto schiacciati con dissipazione di energia pressoché nulla.

Diverso è il caso della resistenza a compressione ortogonale alla fibratura: in questo caso la duttilità può raggiungere valori fino a 5 +10 e la dissipazione di energia per isteresi diventa, in questo caso, importante (10% e più in termini di equivalent viscous damping ratio).

5. Unioni per contatto

Le unioni, tipiche delle strutture lignee antiche venivano realizzate attraverso il contatto diretto legno - legno a compressione localizzata (anche per la trasmissione di sforzi di trazione), sostanzialmente moltiplicando le superfici di contatto tra elementi strutturali diversi (mai o quasi mai combacianti perfettamente) e realizzando sovente intelaiature iperstatiche, con nodi strutturali in cui il legno veniva, inevitabilmente, a trovarsi sollecitato non solo in direzione parallela alla fibratura ma anche ortogonale. Questo fatto, nel caso di sollecitazioni sismiche, ha comportato a livello delle unioni la possibilità di assorbire considerevoli spostamenti senza indurre stati di sollecitazione inaccettabili nei vari elementi strutturali lignei; ha comportato una forte dissipazione di energia per compressione localizzata ortogonale alla fibratura in corrispondenza dei nodi della struttura, nonché, infine, una certa dissipazione di energia per attrito tra i vari elementi strutturali convergenti nel nodo.

6. Unioni incollate

Le unioni incollate sono più recenti. Tuttavia l'uso delle colle si è ormai affermato prepotentemente grazie alla comparsa sul mercato di adesivi per uso strutturale resistenti all'umidità, soprattutto nel campo delle strutture di legno lamellare incollato. L'unione fra le varie lamelle, se realizzata secondo le modalità previste per i vari tipi di utilizzazione, è così efficace che si può affermare senza ombra di dubbio che l'elemento strutturale di legno lamellare può essere considerato come un elemento costituito da un sol pezzo.

Non solo, ma la difettosità risulta confinata nello spessore delle lamelle e distribuita in maniera più omogenea nel corpo dell'elemento strutturale; e le unioni di testa tra le varie tavole hanno resistenza almeno pari a quella del massimo difetto che condiziona la categoria dell'elemento strutturale stesso.

Si può quindi affermare che il legno lamellare incollato mantiene, dal punto di vista del comportamento a rottura le stesse caratteristiche del legno massiccio, ed anzi le migliora possedendo una minore variabilità delle caratteristiche meccaniche.

Le colle vengono pure usate, talvolta, per realizzare dei veri nodi strutturali tra elementi diversi; è questo il caso di alcuni portali di legno massiccio o lamellare, in genere non di grande luce. Il comportamento sotto carico di tali unioni è molto rigido e tende a mantenere le caratteristiche di fragilità a rottura del legno stesso.

7. Unioni con elementi di collegamento meccanici e connettori

Lo sviluppo della tecnologia degli elementi di collegamento meccanico (bulloni, spinotti, chiodi), eventualmente associati a connettori metallici (piastre dentate, anelli, dischi dentati), ha portato ad una ampia affermazione, non fosse altro per la loro facilità ed affidabilità di impiego anche a piè d'opera in cantiere, delle connessioni meccaniche. Il loro comportamento sotto carico presenta indubbie capacità duttili nonché importanti capacità dissipative. Tale fatto si spiega sia per la deformabilità stessa degli elementi metallici, sia per la sollecitazione localizzata nel legno, con deformazioni in direzione trasversale alle fibre e con forti effetti di rifollamento (14).

8. Duttilità e dissipazione di energia

Le proprietà delle connessioni sopra citate consentono di recuperare, a livello delle unioni, quelle caratteristiche di duttilità e dissipazione di energia che mancano a livello del materiale base. Il comportamento sotto carico ciclico differisce, ovviamente, da giunto a giunto ma sostanzialmente si tratta sempre di cicli con forma asimmetrica a fiocco di farfalla, il cui corpo centrale si assottiglia man mano che si procede verso valori più alti del carico, ma che mantengono sempre una capacità di dissipare energia pressoché invariata per ogni ciclo in termini di fattore di smorzamento viscoso equivalente (Fig. 11.2). In Figura 11.3 sono riportati alcuni esempi di possibili forme di cicli di isteresi a seconda del tipo di collegamento realizzato.

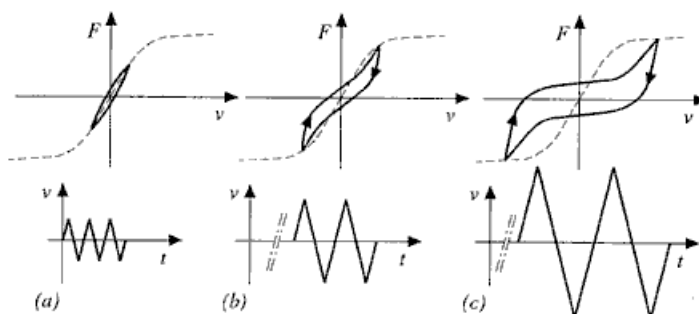


Fig. 11.2 - Tipiche forme dei cicli di isteresi per giunti meccanici con spinotti, per diversi livelli di carico.

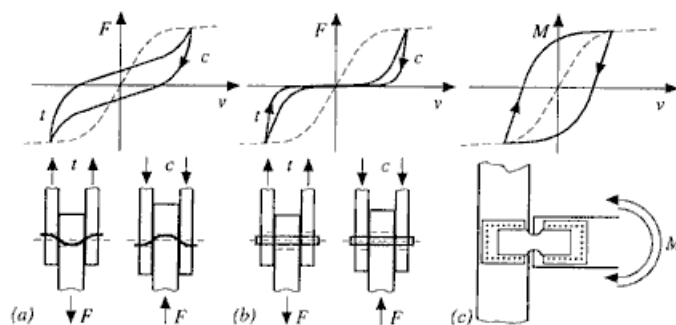


Fig. 11.3 - Differenti possibilità di dissipare energia a seconda del tipo di giunto meccanico utilizzato (t = trazione, c = compressione).

L'assottigliamento del ciclo è dovuto al fatto che gli elementi meccanici di collegamento si fanno posto nel legno ed ad ogni incremento di carico continuano a farsene sempre di più e solo per una piccola parte la deformazione nel legno, dovuta all'azione concentrata dell'elemento metallico, è recuperabile elasticamente, per cui quando il moto si inverte si hanno grandi spostamenti (slip) a prezzo di modeste cadute (o incrementi di carico). Tali collegamenti possono raggiungere deformazioni, e corrispondenti valori di duttilità, molto importanti prima che il materiale legno raggiunga la vera e propria rottura per rifollamento o per frattura.

Opportune formule di dimensionamento, riportate nei codici di calcolo (ad es. Eurocodice 5), permettono di evitare la prematura apertura dei giunti (splitting) prima che si sia raggiunta la capacità portante di progetto. Inoltre tale tipo di collegamento fintantoché non si sia raggiunta una eventuale frattura nel legno, può essere facilmente riparato tramite l'iniezione di resine epossidiche recuperando, se non del tutto almeno in gran parte, le caratteristiche di resistenza e deformabilità originarie.

9. Costruzioni ad ossatura in legno e compensato strutturale

Questo tipo di costruzioni quando sia eseguito secondo le regole del buon costruire presenta un ottimo comportamento al sisma, sia perché, in definitiva, presenta 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 strutturale svolgono un ruolo fondamentale, particolarmente significativo, nella dissipazione di energia durante il terremoto (Fig. 11.4). Per le costruzioni ad ossatura in legno e compensato strutturale l'Eurocodice 8 prescrive il valore 3 ed il codice Neozelandese 4 per il fattore di struttura q .

10. Costruzioni in legno lamellare incollato

Nel caso delle grandi strutture di legno lamellare incollato gli schemi statici sono per lo più di chiara evidenza. Appare evidente ad esempio che la capacità dissipativa nel caso di una struttura ad arco a tre cerniere sarà indubbiamente minore (e limitata a quella delle strutture portanti secondarie), di quella di una struttura a portale a due cerniere o di una struttura reticolare con nodi realizzati mediante connessioni spinottate.

Parlando in termini di fattore di struttura, nel caso della struttura isostatica a vincoli perfetti il fattore di struttura risulta pari ad uno, mentre nel caso di una struttura con giunti, capaci di comportamento plastico e con la possibilità di dissipare energia sotto l'azione di carichi ciclici, tale fattore sarà maggiore di uno (3, 5, 6, 8, 13, 16).

11.3.2. ALTEZZA MASSIMA DEGLI EDIFICI

Come si è potuto vedere nei paragrafi precedenti la tecnica delle costruzioni in legno e la conoscenza del legno come materiale da costruzione ha fatto passi da gigante negli ultimi decenni; le moderne tecnologie costruttive, sviluppatesi in Europa e nel mondo, consentono, ad esempio, di costruire edifici in zona sismica fino a 7 piani in paesi a forte sismicità quali la Nuova Zelanda. In effetti poi, l'elemento limitante l'altezza non è più l'azione del sisma, ma la risposta all'azione del fuoco, per cui l'altezza massima dell'edificio è scelta in funzione dei criteri di sicurezza nei confronti del fuoco e della possibilità di consentire alla gente di avere il tempo sufficiente per evacuare l'edificio in caso di incendio. In Canada, ad esempio, l'altezza massima consentita è di solo 4 piani. Naturalmente per costruire edifici di questa importanza non si può più continuare ad usare il "legname", ma va utilizzato il legno strutturale, classificato secondo la resistenza, in modo da essere garantiti sulle caratteristiche di resistenza e di rigidità, valutate secondo le opportune normative (11).

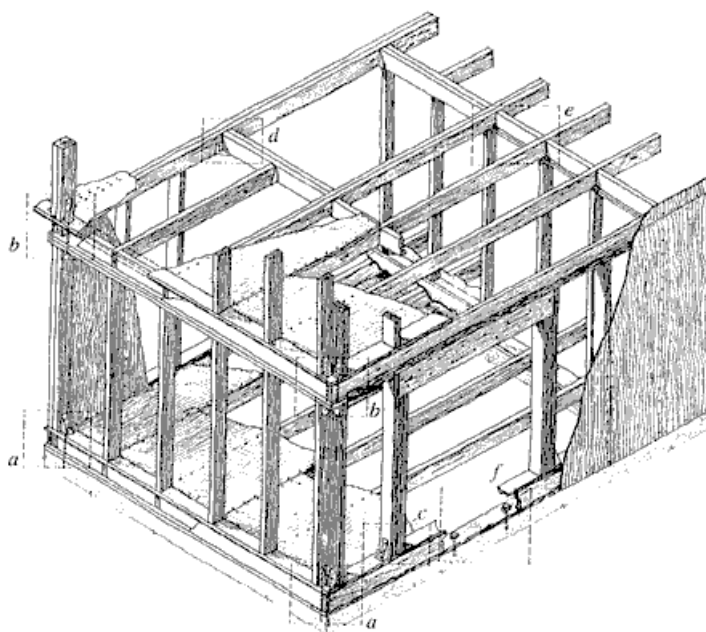


Fig.11.4 - Particolari costruttivi per un edificio intelaiato in legno e pannelli di compensato strutturale: (a) prevenzione dal sollevamento della fondazione; (b) continuità degli elementi strutturali in trazione; (c) irrigidimento delle aperture nelle pareti di taglio attraverso l'uso di montanti addizionali, architravi e ritegni d'angolo; (d) irrigidimento delle aperture nei solai attraverso il raddoppio dei travetti adiacenti l'apertura; (e) irrigidimento dei solai attraverso il "bloccaggio" dei travetti; (f) prevenzione dello scivolamento fuori dalla fondazione.

Il grande sforzo fatto a livello europeo, per la produzione del già citato codice di calcolo strutturale "Eurocodice 5 - Strutture di legno" (ora disponibile anche nella versione in italiano, a cura dell'UNI) e delle norme CEN di supporto riguardanti i prodotti, consente ora di guardare al legno in una nuova prospettiva di materiale affidabile, così come un qualunque altro materiale da costruzione, per le applicazioni dell'ingegneria civile. Se poi ci sarà anche una normativa italiana, sia la benvenuta, sperando che, a questo punto, faccia tesoro delle esperienze già maturate e sia quindi, per quanto possibile, simile all'Eurocodice 5, tenendo, ovviamente, conto della realtà e dello sviluppo tecnologico del nostro paese.

11.3.3. EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

La norma richiede, in forma molto sintetica ma certamente esplicita, che non ci sia indebolimento nelle sezioni in cui si effettua un'unione di tipo strutturale.

Ciò sarà possibile solo con collegamenti di tipo incollato. Con collegamenti di tipo meccanico, meno resistenti, ma anche più duttili, non è sempre possibile e neppure auspicabile il completo ripristino di resistenza e rigidità nella sezione. Tuttavia in strutture, come quelle di Figura 11.1, i collegamenti di interpiano, ad esempio, sono sufficienti a giocare un ruolo efficace nella resistenza della struttura alle azioni sismiche, pur non essendo a completo ripristino. Nell'Eurocodice 8, ad esempio, non c'è traccia di una simile prescrizione, giacché la verifica delle connessioni è un fatto comunque imprescindibile. In più ci si preoccupa di ottenere, mediante le regole specifiche di progettazione, connessioni meno resistenti delle parti lignee da esse connesse, per garantire la plasticizzazione della unione strutturale e la conseguente dissipazione di energia per isteresi, prevenendo così la rottura fragile del legno circostante.

11.3.4. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO PER GLI EDIFICI IN MURATURA: SOLAI (C.9.8.2)

Con solai composti legno-calcestruzzo (Fig. 11.5), è possibile avere solai sufficientemente rigidi nel proprio piano tali da garantire una adeguata ripartizione delle azioni orizzontali (10), ed al tempo stesso assai più leggeri che non i solai in c.a. (7): il che significa attivazione di tutti i vantaggi senza gli svantaggi, dovuti ad eccessivi appesantimenti. Sembra opportuno ricordare qui quanto è successo di recente nell'isola di Lefkas (Grecia) durante un terremoto. Tre edifici gemelli, ciascuno di tre piani, avevano i solai di legno. Il proprietario di uno degli edifici, fresco laureato della National Technical University di Atene, decide di sostituire i solai di legno con dei moderni solai di calcestruzzo armato. Risultato: al primo terremoto di una certa intensità l'edificio con i solai di c.a. crolla trascinando con sé uno dei due edifici adiacenti, l'altro edificio con i vecchi solai in legno è invece sopravvissuto (fonte: prof. Panos Touliatos, NTU Atene).

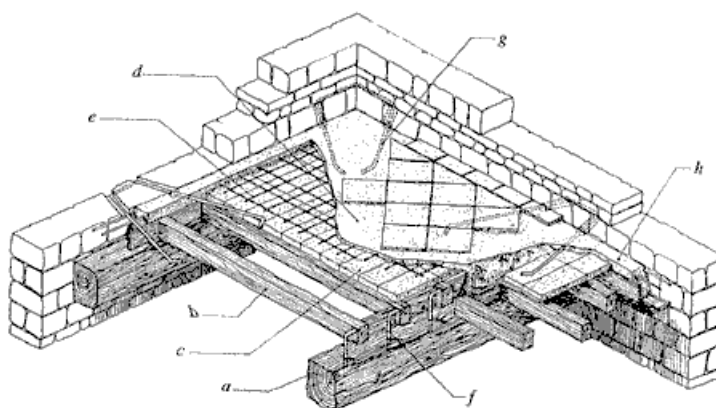


Fig.11.5 - Miglioramento strutturale di un solaio esistente di legno, in un edificio in muratura: (a) travi principali; (b) travi secondarie; (c) piastrelle; (d) soletta di calcestruzzo; (e) rete di acciaio elettrosaldato; (f) spinotti d'acciaio inseriti nel legno e fissati con resina epossidica; (g) staffe d'acciaio per collegare la soletta di calcestruzzo con la muratura; (h) cordolo in c.a. di rigiro.

11.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Al fine di controllare, in maniera semplice e rapidamente comprensibile, se il dimensionamento con gli stati limite sia più o meno severo di quello con le tensioni ammissibili, è stato svolto l'esempio di verifica relativo al portale di legno lamellare incollato, II categoria DIN, di Figura 11.6.

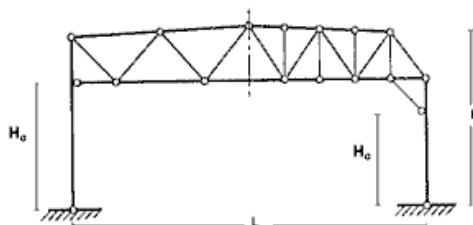


Fig.11.6 - Portali in legno oggetto dell'esempio applicativo; la figura si riferisce a due distinti portali: H_0 individua per ciascun caso la quota della sezione oggetto di verifica.

Per quanto riguarda le tensioni ammissibili si sono prese quelle della norma DIN, e cioè 11 MPa a flessione e 8.5 MPa per compressione parallela alla fibratura per carichi di lunga durata, assumendo un valore del coefficiente di

modificazione per la durata del carico previsto, pari a 1.3. Per quanto riguarda la tensione resistente a flessione si è presa quella relativa alla classe di resistenza GL24 dell'EC5, corrispondente alla II categoria DIN, e cioè 240 MPa a flessione e 240 MPa a compressione parallela, con un fattore di modificazione per la durata del carico di 1.1, nonché il fattore di sicurezza del materiale previsto da EC5, 1.3.

Dai risultati del calcolo, riportato nelle pagine seguenti, si può vedere che sostanzialmente, nel caso scelto i due dimensionamenti si equivalgono: una maggior severità della verifica agli stati limite, per la parte di flessione dove l'incremento lato sollecitazione supera quello lato resistenza, è compensata da una maggior magnanimità per la parte a compressione dove il forte incremento di tensione resistente atteso per la classe di resistenza prevista dall'Eurocodice gioca un ruolo decisivo.

Esempio applicativo (Fig. 11.6).

$\sigma_{c,d}$	tensione agente a compressione di progetto
$\sigma_{m,d}$	tensione agente a flessione di progetto
$\sigma_{c,adm}$	tensione ammissibile a compressione
$\sigma_{m,adm}$	tensione ammissibile a flessione
$f_{c,o,d}$	resistenza a compressione di progetto (da (11))
$f_{m,d}$	resistenza a flessione di progetto (da (11))
k_c	coefficiente di instabilità per carico di punta (da (11))
m_G	somma della massa propria e del sovraccarico permanente
m_Q	massa del sovraccarico accidentale
b	larghezza del pilastro
h	altezza della sezione del pilastro
H, H_0 e L	così come definiti nella figura 11.6

Tensioni ammissibili

Pesi sismici:

$$\frac{W}{g} = m_d + 0.33 \cdot m_1 = 166 \cdot m_d$$

avendo assunto $m_1 = 2m_d$.

$$W = 166 \cdot g \cdot m_d$$

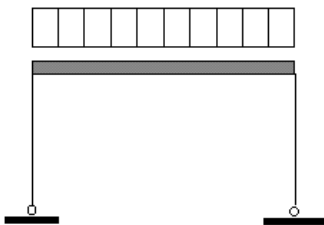
Forza sismica ($R = \varepsilon = \beta = I = \gamma_1 = 1$):

$$F = 166 \cdot 0.07 \cdot g \cdot m_d = 0.1162 \cdot g \cdot m_d$$

per zone a media sismicità $S = 9$.

Condizione di carico che individua α_P :

$$q_d = \frac{3 \cdot m_d \cdot g}{L}$$



Stati limite

Pesi sismici:

$$\frac{W}{g} = m_d + 0.33 \cdot m_1 = 166 \cdot m_d$$

avendo assunto $m_1 = 2m_d$.

$$W = 166 \cdot g \cdot m_d$$

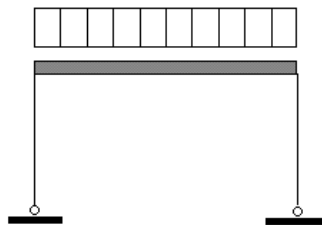
Forza sismica ($R = \varepsilon = \beta = I = \gamma_1 = 1$):

$$F = 166 \cdot 0.07 \cdot g \cdot m_d = 0.1162 \cdot g \cdot m_d$$

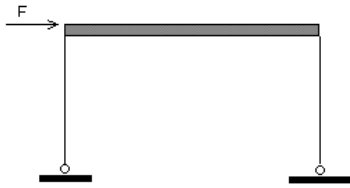
per zone a media sismicità $S = 9$.

Condizione di carico che individua α_P :

$$q_{dE} = \frac{(1.4 \cdot m_d + 1.5 \cdot m_1) \cdot g}{L}$$



Condizione di carico che individua α :



Verifica: $\alpha_p \pm \alpha$

Verifica della sezione del pilastro (all'incastro nella trave):

$$\frac{\sigma_{m,d}}{\sigma_{m,adm}} + \frac{\sigma_{c,d}}{k_c \cdot \sigma_{c,adm}} \leq 1$$

$$\frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} + \frac{N \cdot d}{k_c \cdot \sigma_{c,adm}} \leq 1$$

$$M_d = \frac{F \cdot H_o}{2}$$

$$N_d = \frac{q_d \cdot L}{2} + \frac{F \cdot H}{L}$$

Assumendo per ipotesi di lavoro:

$$k_c = 0.6$$

$$\frac{H_o}{h} = 10$$

$$\frac{L}{H} = 2$$

Con i valori tensionali scelti, si ottiene:

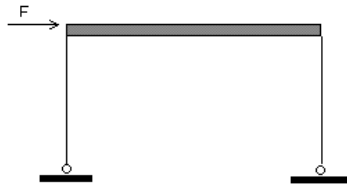
$$\sigma_{m,adm} = 11 \cdot 13$$

$$\sigma_{c,adm} = 8.5 \cdot 13$$

$$\frac{m_d \cdot g}{b \cdot h} \cdot (0.24 + 0.24) \leq 1$$

$$\sigma \langle T.A. \rangle = 0.48 \cdot \frac{m_d \cdot g}{b \cdot h}$$

Condizione di carico che individua α :



Verifica: $\alpha_p \pm \gamma_E \cdot \alpha$

con $\gamma_E = 1.5$.

Verifica della sezione del pilastro (all'incastro nella trave):

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{c,d}}{k_c \cdot f_{c,d}} \leq 1$$

$$\frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2} + \frac{N \cdot d}{k_c \cdot f_{c,d}} \leq 1$$

$$M_d = \gamma_E \cdot \frac{F \cdot H_o}{2}$$

$$N_d = \frac{q_{dE} \cdot L}{2} + \frac{\gamma_E \cdot F \cdot H}{L}$$

Assumendo per ipotesi di lavoro:

$$k_c = 0.6$$

$$\frac{H_o}{h} = 10$$

$$\frac{L}{H} = 2$$

Con i valori tensionali scelti, si ottiene:

$$f_{m,d} = \frac{24 \cdot 11}{1.3}$$

$$f_{c,d} = \frac{24 \cdot 11}{1.3}$$

$$\frac{m_d \cdot g}{b \cdot h} \cdot (0.26 + 0.19) \leq 1$$

$$\sigma \langle S.L.U. \rangle = 0.45 \cdot \frac{m_d \cdot g}{b \cdot h}$$

11.5. CONCLUSIONI

Negli ultimi decenni c'è stata in Europa e nel mondo una decisa spinta evolutiva nella progettazione di strutture di legno in zona sismica e non. A livello Europeo il legno, già da tempo, è considerato un materiale da costruzione con dignità pari a quella degli altri materiali da costruzione. Sono stati, di recente, messi a punto specifici codici di calcolo, basati sull'esperienza maturata nei paesi membri della comunità europea: l'Eurocodice 5; nell'Eurocodice 8 c'è un capitolo sulle strutture di legno in cui si tiene conto dei vari fattori che ne influenzano il comportamento strutturale in zona sismica.

L'intrinseca fragilità del materiale, nelle dimensioni più comunemente utilizzate nella produzione delle strutture è controbilanciata da altri importanti fattori che giocano in senso opposto: la leggerezza del materiale, l'incrementata capacità resistente per azioni di breve durata, la scarsa probabilità che all'atto del sisma siano presenti tutti i carichi di esercizio che sono serviti per i calcoli di dimensionamento statico; ed infine, ma non ultima come importanza, la capacità di deformarsi in campo plastico con elevati valori di duttilità e capacità di dissipare energia, a livello delle connessioni eseguite con elementi di collegamento meccanici.

È auspicabile che nella futura versione della norma sismica, una volta che le Istruzioni per il calcolo delle Strutture di Legno auspicate dal MLLPP saranno pronte e/o l'Eurocodice 5 recepito, si possa procedere tenendo conto di tutti i pregi ed i difetti del materiale, consentendo una progettazione, razionalmente ancorata alle evidenze sperimentali ed ai progressi della ricerca, anche con questo materiale.

11.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) G. Giordano, *La moderna Tecnica delle Costruzioni in legno*, Hoepli ed. Milano, 1946.
- (2) A. Ceccotti, *Le strutture di legno nell'edilizia*, rivista INARCOS n.441, 6-21, Associazione Ingegneri della Provincia di Bologna, Bologna, 1983.
- (3) A. Ceccotti e A. Vignoli, *Behaviour factor of timber structures in seismic zones*, Proceedings of 20 CIB W18 Meeting, paper n.20-15-1, edited by University of Karlsruhe Holzbau Institut, 1987.
- (4) A. Ceccotti e A. Vignoli, *Dynamic Tests on Full-Scale Structures of Glue-Laminated Timber: Theoretical and Experimental Studies*, Journal of Testing and Evaluation, vol.16, n.2, 178-189, ASTM, Philadelphia, USA, 1988.
- (5) A. Ceccotti e A. Vignoli, *A hysteretic behavioural model for semirigid joints*, rivista European Earthquake Engineering, n3/89, 3-9, Pitagora ed., Bologna, 1989.
- (6) A. Ceccotti e H.J. Larsen, *Background document for specific rules for timber structures in Eurocode 8*, pubb. 8077/89 DG III Commissione Comunità Europee, 285-300, CEC, Bruxelles, 1989.
- (7) C. Blasi, A. Ceccotti e A. Gambi, *L'impiego di solai composti legno-calcestruzzo: un esempio applicativo nel campo del consolidamento strutturale e relative prove sperimentali*, Atti del Congresso CTE su Tecnologia edilizia in evoluzione, 229-238, CTE, Milano, 1990.
- (8) A. Ceccotti e A. Vignoli, *Seismic design of low-dissipative engineered timber structures*, proceedings of International Meeting on Earthquake protection of buildings, 159-176B, CREA, Ancona 1991.
- (9) A. Ceccotti, *Strutture di legno*, cap.XVI del Vol.IV del Manuale Cremonese di Ingegneria Civile, Zanichelli, Bologna 1991.
- (10) E. Giuriani e A. Frangipane, *Wood-to-concrete composite section for stiffening of ancient wooden beams floors*, Technical report n.14, 1-12, Dip. Ingegneria Civile, Univ. di Brescia, 1991.
- (11) Eurocodice 5, *Dimensionamento e verifica delle strutture di legno*, versione italiana a cura dell'UNI, Milano 1993/94.
- (12) G. Giordano, *Tecnica delle costruzioni in legno*, Hoepli ed., Milano, 1993.
- (13) A. Ceccotti, A. Vignoli e S. Giordano, *Testing seismic behaviour of timber structures with semi-rigid joints*, proceedings of II COST C1 Workshop, 447-458, Czach Technical University, Prague, 1994.
- (14) A. Ceccotti, *Timber connections under seismic actions*, Timber Engineering STEP, vol. n.1.lecture C/17, 1-10, Centrum Hout, The Netherlands, 1994.
- (15) A. Ceccotti e P. Touliatos, *Detailing of timber structures in seismic areas*, Timber Engineering STEP, Vol. n.2 lecture D/10, 1-10, Centrum Hout, The Netherlands, 1995.
- (16) A. Ceccotti, M. Lauriola e A. Vignoli, *About the seismic resistance of Hamar Hall*, Proceedings of the International Wood Engineering Conference, vol. 1, 203-210, Louisiana State University, Baton Rouge, USA, 1996.