

IL CONTRIBUTO DELLA SPERIMENTAZIONE ALLA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI RESTAURO SU STRUTTURE LIGNEE

M. Piazza*

* Università di Trento
Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale
Via Mesiano 77, 38050 Trento, Italy

Sommario. *Alcuni recenti documenti normativi hanno introdotto i principali criteri da seguire per la valutazione preventiva, l'elaborazione dei progetti e l'esecuzione di interventi volti alla conservazione, manutenzione, restauro di manufatti lignei costituenti elementi portanti di edifici di interesse culturale, portando definitivamente all'attenzione dei Progettisti le problematiche legate al restauro dei manufatti lignei che, nel passato, sono stati oggetto di interventi non sempre corretti. Tali documenti sono giunti a maturità dopo un certo periodo di sperimentazione e di applicazione: la sperimentazione, in questo caso particolare, costituisce la base indispensabile per un preventivo controllo dell'efficacia degli interventi proposti. Si citano i casi delle strutture lignee dei solai, per i quali ampio spazio è stato dato alla ricerca, soprattutto sperimentale, a partire dai primissimi anni '80. Si riportano poi i risultati delle campagne di sperimentazione volte a caratterizzare il comportamento dei collegamenti tradizionali (unioni di carpenteria) nelle strutture lignee di copertura, che hanno messo in evidenza come tali particolari costruttivi possono esibire, molto spesso, comportamenti meccanici interessanti, soprattutto nei confronti di azioni eccezionali, con interventi migliorativi anche modestissimi.*

1 PREMESSA

Il recente documento UNI 11138 "Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Criteri per la valutazione preventiva, la progettazione e l'esecuzione di interventi" [1], elaborato in sede di Commissione UNI-CNR Beni culturali – Normal (Gruppo di Lavoro 20 "Legno e derivati"), ha introdotto i principali criteri da seguire per la valutazione preventiva, l'elaborazione dei progetti e l'esecuzione (eventuale) di interventi volti alla conservazione, manutenzione, restauro di manufatti lignei costituenti elementi portanti di edifici di interesse culturale.

Il documento ha portato definitivamente all'attenzione dei Progettisti le problematiche legate al restauro dei manufatti lignei [2] che, molto spesso nel passato, sono stati oggetto di interventi non certo corretti o, al limite, sono stati sostituiti in toto magari con materiali affatto diversi.

Come spesso accade in questo particolare settore dell'ingegneria strutturale, anche questo documento normativo è giunto a maturità dopo un certo periodo di sperimentazione nonché di applicazione. La sperimentazione, in particolare, costituisce una base indispensabile per un preventivo controllo dell'efficacia degli interventi proposti e per una scelta corretta tra differenti tipologie di interventi che, molto spesso, devono mediare tra diverse esigenze contrapposte.

Si riportano i casi delle strutture lignee dei solai, per le quali ampio spazio è stato dato alla ricerca soprattutto sperimentale a partire dai primissimi anni '80. In questo ambito, la realizzazione di strutture composte si è proposta ed imposta come efficace intervento di recupero, con l'obiettivo di sopperire a deficienze statiche di varia natura (degrado dei materiali, carenze di resistenza e rigidità degli elementi) ovvero per adeguare le caratteristiche strutturali a mutate esigenze strutturali.

Sono inoltre discussi e commentati i risultati di una ampia campagna di sperimentazione sul comportamento dei collegamenti tradizionali (unioni di carpenteria) nelle strutture lignee di copertura, campagna che ha messo in evidenza come molto spesso tali particolari costruttivi possono esibire comportamenti meccanici interessanti, soprattutto nei confronti di azioni eccezionali, con modestissimi interventi migliorativi. In questo ambito, presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università di Trento, è stata effettuata una completa sperimentazione su incavallature di copertura di notevole luce, mostrando in dettaglio l'applicazione di una procedura di analisi di strutture lignee antiche da ritenersi sufficientemente corretta ed aderente ai criteri enunciati nella norma UNI 11138, applicazione da considerare come esempio metodologico applicabile a strutture lignee tradizionali di copertura.

2. LINEE GUIDA PER GLI INTERVENTI SUL COSTRUITO

È innanzitutto utile richiamare quanto definito nel recente D. Leg.vo n. 42 22/01/2004 "Codice dei beni culturali e del paesaggio" a proposito di restauro. In tale contesto, "... per restauro si intende l'intervento diretto sul manufatto volto a mantenerne l'integrità materiale e ad assicurare la conservazione e la protezione dei suoi valori culturali". Nel documento UNI [1], che ovviamente non può che recepire tale definizione, si sottolinea come, tra i valori culturali, si debbano ritenere compresi le tecniche costruttive, le tecnologie di lavorazione nonché l'assetto strutturale delle singole membrature e/o del complesso strutturale.

Possono essere qui riassunte quelle indicazioni di carattere generale che dovranno

guidare tutte le operazioni di valutazione preventiva, di elaborazione e stesura dei progetti, nonché di esecuzione degli interventi su manufatti lignei costituenti elementi portanti di edifici di interesse culturale [3]. Lo scopo di tali operazioni è quello di garantire e/o mantenere l'effettiva consistenza fisica dei medesimi manufatti e, ove possibile, la loro funzionalità. Le operazioni, che a tal fine si renderanno necessarie saranno ordinate in una logica sequenza come di seguito richiamato:

- valutazione preventiva dello stato di fatto;
- progettazione dell'intervento;
- criteri per il controllo di efficacia di un intervento;
- metodologie e tecniche di esecuzione di un intervento;
- ispezioni periodiche.

L'insieme delle operazioni ed indagini conoscitive preliminari a qualsiasi intervento sul manufatto costituisce la cosiddetta valutazione preventiva. È utile ribadire che tali operazioni non sono necessariamente collegate ad interventi di conservazione o restauro: possono essere richieste, ad esempio, per una valutazione di idoneità statica, o quando siano constatate condizioni di degrado progressivo o di trauma improvviso di un elemento o di una parte di struttura.

In generale, la valutazione preventiva si dovrà appoggiare ad una serie di operazioni preliminari, con un livello di approfondimento da stabilire caso per caso in funzione della complessità del problema da analizzare e del grado di dettaglio richiesto [4].

Essa comprenderà quindi una analisi storica, comprensiva delle vicende edificatorie, delle tipologie strutturali e della loro evoluzione, delle caratteristiche costruttive, degli eventi traumatici e si potrà appoggiare anche, quando disponibili, a documenti progettuali, capitolati, contratti di fornitura di materiali e di manodopera. Per quanto riguarda la datazione del materiale, essa potrà essere effettuata con tecniche dendrocronologiche e sarà finalizzata alla conoscenza delle tecniche costruttive presumibilmente utilizzate in una certa epoca e in un determinato territorio, conoscenza che potrà orientare le scelte di eventuali interventi.

Per quanto riguarda la caratterizzazione del materiale, si richiede almeno l'identificazione del genere e, ove possibile, della specie legnosa (ad esempio mediante analisi al microscopio, la mappatura dell'umidità e la valutazione della classe resistente degli elementi [5]).

Il rilievo geometrico di ciascun elemento, della sottostruttura nel suo complesso e, in particolare, dei collegamenti costituisce premessa indispensabile alle analisi strutturali. Anche il rilievo delle deformazioni esistenti, a livello di singole membrature o della struttura nel suo insieme, potrà fornire utili indicazioni nelle fasi di valutazione preliminare, soprattutto nei casi in cui si riesca a distinguere lo stato deformativo associato alle sollecitazioni applicate da quello proprio del materiale derivante, ad esempio, da difettosità anatomiche, di taglio ecc. .

Per quanto riguarda lo stato di conservazione, è ormai accettato il riferimento al "degradamento", inteso come decadimento delle caratteristiche meccaniche del materiale legnoso dovuto ad organismi animali e vegetali nonché delle parti metalliche, in contrapposizione al "danno". Questo termine, ormai comune nell'ingegneria strutturale, si riferisce invece alla progressiva perdita di prestazioni meccaniche provocate, ad esempio, da fratture significative o interruzione della fibratura o da azioni esterne anche eccezionali (ad esempio sisma).

Di particolare importanza, nel presente contesto, si rivela la definizione delle azioni

(dirette ed indirette) sollecitanti l'elemento o la sottostruttura; a tal fine si deve fare riferimento all'attuale panorama normativo ma prestando particolare attenzione ai valori delle azioni ed alle loro variazioni temporali, potendo ciò influenzare direttamente i relativi coefficienti parziali di sicurezza [3].

La fase di valutazione preventiva dovrà quindi necessariamente concludersi con la verifica di dettaglio dei singoli elementi, dei collegamenti e, se pertinente, dell'intera sottostruttura lignea. Si deve osservare che le cosiddette ipotesi "a favore di sicurezza" o le assunzioni di "valori minimi" per i parametri resistenti di materiale possono essere qui impiegati solo per dimostrare che l'elemento o una assegnata configurazione strutturale garantiscono, nelle condizioni attuali, un accettabile livello di sicurezza, sicuramente non per giustificare interventi.

Da quanto sopra esposto appare chiaro come l'approccio alla verifica di una struttura lignea esistente sia sostanzialmente differente da quello utilizzato per il progetto ed il calcolo di una struttura lignea di nuova realizzazione, con riferimento alle prestazioni del materiale, agli schemi di calcolo assunti, ai valori delle azioni da considerare nei calcoli.

Per quanto riguarda la progettazione dell'intervento, appare evidente che la estrema variabilità delle tipologie strutturali nonché della specifica situazione con la quale ciascuna di esse si presenta sconsigliano di entrare nella specificità di un qualsiasi intervento di consolidamento. Si possono quindi proporre solo alcune osservazioni a livello di assoluta generalità.

Innanzitutto il progetto di un qualsiasi intervento nonché l'intervento medesimo dipendono dalle caratteristiche e dallo stato di conservazione del manufatto (rendendosi dunque sempre obbligatoria la fase di valutazione preventiva), dai risultati della verifica di compatibilità, dalla valutazione preliminare dell'efficacia dell'intervento proposto. La fase di progettazione, basata sulle risultanze dell'analisi preliminare, deve quindi innanzitutto porre in evidenza che gli elementi e/o l'intera struttura non sono in grado di garantire, nella attuale configurazione, prefissati livelli di sicurezza. Inoltre dovrà essere verificata preliminarmente l'efficacia di quanto proposto in sede progettuale, efficacia che sarà anche subordinata alla corretta esecuzione dell'intervento. Si devono quindi indicare, già nella fase di progetto, i controlli da eseguire nella fase di esecuzione dell'intervento nonché i limiti di accettabilità dei relativi risultati.

Il tecnico che elabora il progetto dovrà anche chiaramente indicare il tipo e la periodicità dei controlli cui sottoporre il manufatto su cui è stato eseguito un intervento e, possibilmente, tipo e periodicità della cosiddetta manutenzione ordinaria.

Da un punto di vista di assoluta generalità, si deve riconoscere che qualsiasi intervento realizzato sull'esistente lascerà una traccia: si dovrà fare in modo di armonizzare tale traccia nell'attuale contesto piuttosto che mirare a nascerla. Per quanto riguarda poi il concetto di reversibilità, esso deve intendersi, in questo contesto, come tendenza perseguibile.

Il concetto, che deve guidare qualsiasi progetto di consolidamento statico di strutture lignee, è quello del massimo rispetto dell'originale modello statico di comportamento globale. Evidentemente un cambiamento si impone, invece, quando si riesca chiaramente a dimostrare che la configurazione attuale non è comunque compatibile con i livelli di sicurezza richiesti, anche dopo gli eventuali interventi di consolidamento a tal fine progettati. È chiaro che i rinforzi localizzati nel singolo elemento ligneo non invalidano il precedente requisito. Una logica conseguenza di tale

affermazione è che i collegamenti, nodi e vincoli dovranno essere in genere ripristinati mantenendo per essi valori di rigidezza simili a quelli posseduti nella struttura originaria.

Si deve ritenere ammissibile l'intervento di parziale sostituzione con protesi lignee (per asportare parti ammalorate non più recuperabili) nonché della sostituzione (o affiancamento) del singolo elemento ligneo, almeno quando ne sia comprovata la completa inefficienza statica.

Il cosiddetto controllo di efficacia dell'intervento scelto, come già detto, deve essere svolto già in sede di previsione progettuale. Esso può essere effettuato, in alternativa, mediante le consuete metodologie di verifica, mediante simulazione sperimentale (condotta quindi su tipologie di intervento simili a quella proposta), mediante opportuna estensione di risultati noti al caso in oggetto.

I casi che nel seguito saranno discussi riguardano proprio la sperimentazione svolta su due tipologie di strutture lignee abbastanza ricorrenti nei casi di consolidamento del patrimonio edilizio esistente, i solai e le unità strutturali di copertura (capriate).

3. CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI LIGNEI

3.1 Tipologie di solai lignei composti

Per gli esistenti solai lignei, un intervento di consolidamento abbastanza ricorrente prevede la realizzazione di una struttura composta ottenuta facendo collaborare con le esistenti travi di legno una soletta realizzata con differenti materiali (legno, pannelli a base di legno, conglomerati). Tra tali tipologie di strutture lignee composte rientrano quelle legno-calcestruzzo, nelle quali viene sfruttata la collaborazione statica tra le travi lignee e una soletta di calcestruzzo armata opportunamente collegate tra loro. Sono anche estesamente adottate strutture composte con soletta lignea, sempre con la presenza di appositi connettori per solidarizzare trave e soletta (Figura 1).

È quasi superfluo menzionare quali siano i vantaggi, in termini di aumento di rigidezza e di resistenza, che così si ottengono per la struttura di orizzontamento. Ciò si traduce immediatamente anche in un controllo ottimale della frequenza propria di vibrazione della stessa struttura che, come noto, costituisce altro punto deficitario dei solai lignei antichi. Non è poi trascurabile il positivo contributo offerto al comportamento statico complessivo della intera costruzione, vista la notevole rigidezza membranale presentata dall'impalcato così consolidato.

Le strutture composte legno - calcestruzzo sono senz'altro quelle che, nel mercato, hanno avuto maggiore successo anche nel settore delle nuove costruzioni. Oltre che nel mercato italiano, dove sono presenti dagli inizi degli anni '80 [6], le strutture composte legno-calcestruzzo riscuotono un notevole interesse anche in numerosi paesi europei o extra-europei dove l'uso del legno nel settore delle costruzioni è maggiormente consolidato, come evidenziato da numerose memorie sull'argomento: si possono citare Natterer [7], Blass e Schlager [8], Munga et al. [9], Fournely e Racher [10], Gutkowski et al. [11]. Anche alcuni paesi europei, inizialmente non coinvolti in queste applicazioni, si stanno ora interessando a tale interessante tipologia costruttiva [12].

È ovvio che, considerato il materiale che costituisce la trave, il comportamento della struttura composta che così si forma è fortemente influenzato dalla efficienza statica della connessione utilizzata [13]. Le tipologie di connessione a taglio comunemente utilizzate per la realizzazione di strutture composte legno-calcestruzzo sono molto

numerose e basate su diversi principi di trasmissione della sollecitazione. In linea molto generale si possono distinguere quattro grandi categorie:

- connessioni nelle quali la forza è trasmessa per contatto diretto fra gli elementi;
- connessioni ad attrito;
- connessioni incollate;
- connessioni a mezzo di elementi interposti (i connettori).

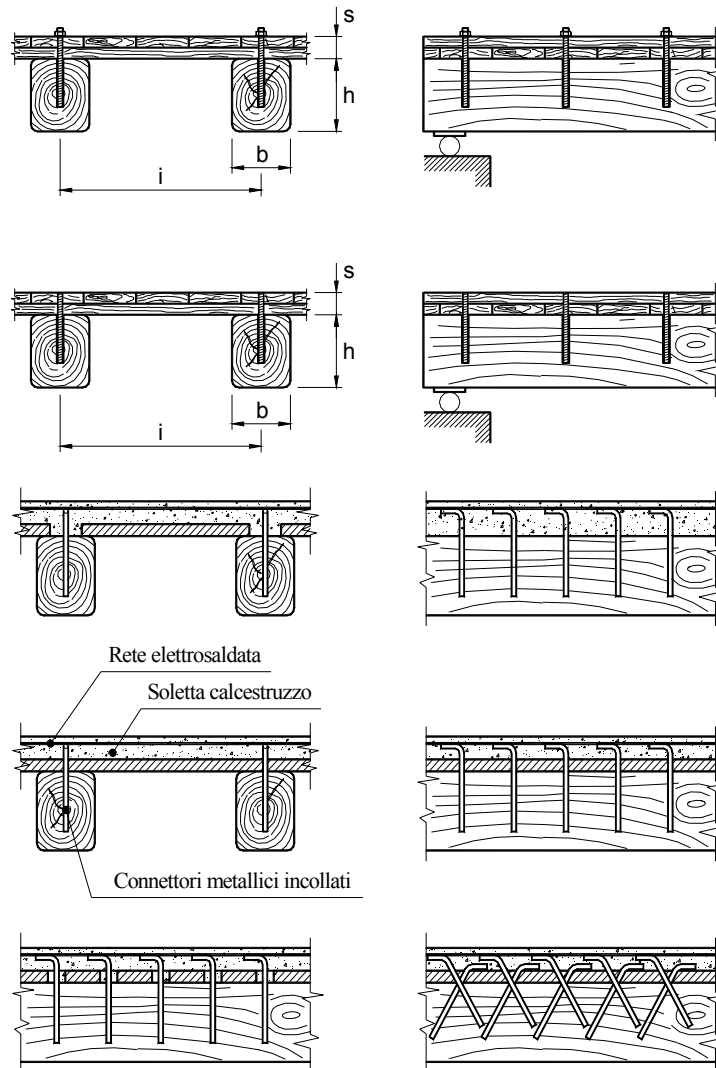


Figura 1. Strutture composte lignee con soletta di legno o realizzata con conglomerato cementizio

Nella quarta categoria, la più comunemente impiegata nelle realizzazioni per uso civile, rientrano differenti tipi di connettori. Si hanno connettori puntuali (viti, barre da cemento armato, piastre dentate, ramponi ecc.) i quali possono essere o semplicemente infissi nel legno, o avvitati oppure incollati. Quando i connettori sono perpendicolari alla superficie del legno, essi sono prevalentemente soggetti a sforzi di taglio e flessione (si parla perciò di connettori a taglio), quando invece sono inclinati, essi sono prevalentemente soggetti ad azione assiale (si parla perciò di connettori assiali). In questa categoria rientrano anche le connessioni continue costituite da lamiere sottili forate e sagomate connesse all'elemento ligneo per mezzo di chiodi oppure incollate.

La terza categoria è, allo stato attuale, utilizzata soprattutto in laboratorio per prove sperimentali in quanto l'operazione di incollaggio è ancora troppo delicata, e quindi di difficile realizzazione in cantiere. Nella seconda categoria rientrano connessioni dove l'attrito è ricercato per mezzo di una opportuna configurazione dell'estradosso delle travi di legno oppure per mezzo di connettori incollati a piolo che, opportunamente serrati, consentono la trasmissione di una forza di precompressione.

Infine, nella prima categoria rientrano connessioni con connettori costituiti da denti o perni di calcestruzzo, i quali possono essere semplici o rinforzati mediante barre metalliche. Questa categoria, naturale evoluzione delle connessioni con biette nelle travi composte legno-legno, presenta alcune particolarità che la rendono di grande interesse per la realizzazione di connessioni trave-soletta di notevole impegno: meno interessante appare l'utilizzo nel settore del consolidamento.

3.2 Sperimentazioni su differenti solai lignei composti

Si illustrano, nel seguito, alcuni risultati ottenuti da una sperimentazione svolta su elementi di solaio composto in dimensioni reali, costruiti secondo tecniche ormai ampiamente utilizzate, e sviluppata presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale dell'Università di Trento. Tale sperimentazione è stata svolta su modelli nei quali i parametri essenzialmente variabili risultavano la tipologia di soletta utilizzata, la connessione, la specie legnosa delle travi componenti (si vedano anche i riferimenti [14], [15], [16]).

Sono state scelte, al riguardo, travi di abete di circa 50 anni (modelli PD1, PD2, TN2 e TN3) o di larice (TN1, TNV1, TNV2, TNV3), questi ultimi di età superiore ai cento anni, provenienti da due diversi edifici e sono stati confezionati sei diversi solai composti. La tabella 1 illustra le caratteristiche principali dei solai composti sottoposti a sperimentazione, in particolare le dimensioni medie delle sezioni delle travi (b_{mean} , h_{mean}), la luce l , il tipo di soletta utilizzata ed i connettori utilizzati. Tutti i modelli presentano larghezza identica (circa 1 metro), corrispondente alla porzione di solaio composto competente a due travi. I modelli sono stati progettati con riferimento a stati limiti di servizio (limitazione della freccia massima, per il carico di esercizio, a circa $1/400$ della luce): tali limitazioni sono state preliminarmente verificate su modelli numerici ad elementi finiti.

Modello	Travi			Soletta		Connettori	
	b_{mean} (mm)	h_{mean} (mm)	l (m)	Tipo	s (mm)	ϕ	$l_{1,\text{min}} \div l_{1,\text{max}}$ (mm)
PD1	≈150	≈200	5,40	Tavole di legno	45	14 ⁺	120÷250
PD2	≈150	≈200	5,40	Pannelli compensato	60	14 ⁺	120÷250
TN1	≈150	≈200	5,00	Tavole di legno	40	14	100÷250
TN2	≈153	≈195	5,00	Pannello compensato	60	14	100÷250
TN3	≈150	≈181	5,00	Calcestruzzo	50	12	150÷300
TNV1	≈195	≈191	4,75	Tavole di legno	40 [†]	4 [†]	30÷90
TNV2	≈148	≈210	4,90	Tavole di legno	40 [†]	4 [†]	30÷90
TNV3	≈148	≈210	4,90	Tavole di legno	40 [*]	4 [*]	90

Tabella 1. Modelli fisici di solai lignei composti

In particolare, il modello PD1 presenta travi di sezione media 150×200 mm, soletta in tavole (spessore 45 mm, sopra l'assito da 22 mm) e pioli ϕ 14 mm con testa sporgente all'estradosso⁺ (con rondellone e dado di chiusura); il modello PD2 presenta invece le medesime dimensioni delle travi ma una soletta composta di pannelli di legno compensato (spessore totale 3×20 mm) e identico sistema di piolatura⁺.

Il modello TN1 è caratterizzato da soletta composta da tavole ad orditura incrociata (spessore 40 mm, sopra l'assito da 27 mm), pioli metallici incollati ϕ 14 mm ad interasse minimo (in testata) 100 mm e massimo (in mezzeria) 250 mm, non sporgenti dalla superficie estradosale di soletta. Il modello TN2 (Figura 2) presenta invece soletta composta da 3 pannelli di compensato, ciascuno di spessore 20 mm (spessore totale di soletta circa 60 mm) e dimensione massima del pannello componente pari a 1,0×2,5 m²; per la composizione in opera della soletta si sono utilizzate viti (in numero di circa 15/m²) e collante epossidico. Anche in questo caso, per la connessione si sono utilizzati pioli metallici incollati ϕ 14 mm ad interasse minimo (in testata) 100 mm e massimo (in mezzeria) 250 mm, non sporgenti dalla superficie estradosale di soletta.

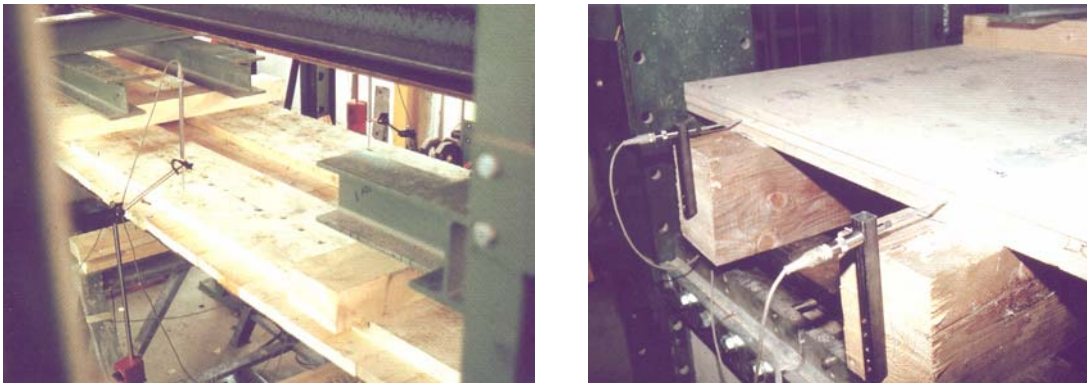


Figura 2. Strutture composte TNV1 (sinistra) e TN2 (destra) sotto prova

Il modello TN3 presenta invece la classica soletta in conglomerato cementizio armato avente spessore medio pari a 50 mm circa, gettata su tavolato di spessore medio 27 mm, connettori metallici "a taglio" di acciaio FeB 44 k, diametro ϕ 12 mm, incollati nel legno ad interasse minimo (in testata) 150 mm e massimo (in mezzeria) 300 mm [17]. I modelli TNV1 (Figura 2) e TNV2 sono costituiti da una soletta di larghezza[†] ridotta (\approx 335 mm) rispetto all'interasse travi ($i \approx$ 500 mm) e da connettori non incollati (viti[†] da 4 mm di diametro, messe in opera senza preforo su più file allineate parallelamente all'asse trave). Il modello TNV3 è del tutto simile ai precedenti TNV1 e TNV2, tranne per la connessione costituita da adesivo epossidico con la presenza di viti* (4 mm di diametro) a passo costante.

Le prove fisiche (Figura 3) sono state realizzate secondo uno schema che ha previsto l'applicazione di un carico P ripartito su otto punti (quattro per trave), con cicli di carico-scarico (carico massimo pari a quello di esercizio p_{sl} oppure a $1,5 \times p_{sl}$), rilevando valori di spostamento verticale, scorrimento massimo tra le travi componenti (in testata), deformazioni al lembo superiore ed inferiore di travi e soletta nella sezione di mezzeria. Si deve osservare che le singole travi lignee sono state preventivamente caratterizzate per rilevare i valori del modulo (medio) di elasticità longitudinale e della rigidità flessionale. Il confronto con i modelli numerici ha permesso di riscontrare

ottima concordanza di risultati (soprattutto per quanto riguarda i valori di spostamento massimo e di scorrimento).

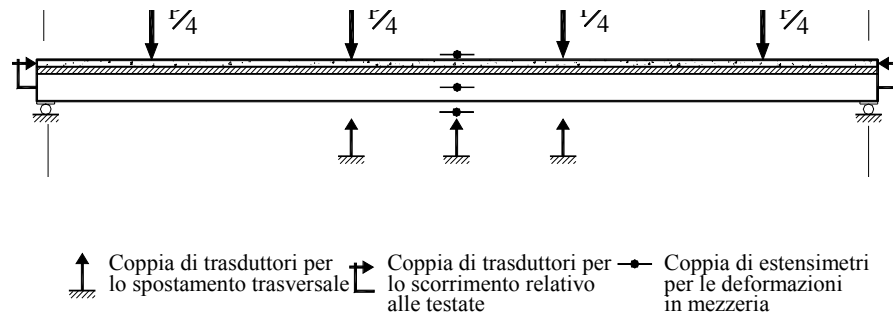


Fig. 3. Schema delle prove di flessione

La tabella 2 riporta sinteticamente i risultati più significativi relativi alle prove:

- carico di esercizio p_{sl} , oltre il peso proprio;
- carico allo stato limite di rottura p_u , oltre il peso proprio;
- fattore di deformabilità al carico limite di esercizio, espresso come rapporto tra luce l ed il valore di spostamento verticale η_{sl} di mezzeria (medio tra i valori rilevati per le due travi);
- rapporto r_{sl} tra la rigidezza flessionale rilevata durante la prova del solaio composto e quella (media) delle travi singole (entrambe in corrispondenza del carico di esercizio p_{sl});
- parametro γ_{sl} (efficienza), in corrispondenza del carico di esercizio, inteso come rapporto:

$$\gamma = \frac{(E \cdot J)^* - (E \cdot J)_0}{(E \cdot J)_\infty - (E \cdot J)_0} \quad (1)$$

in cui $(E \cdot J)$ è la rigidezza flessionale attuale del solaio (apice *), o del solaio con una ipotetica connessione infinitamente rigida (pedice ∞), o del solaio con connessione a rigidezza nulla (pedice 0). Il parametro γ è quindi compreso nell'intervallo [0; 1].

Modello fisico	l (m)	p_{sl} (kN/m ²)	p_u (kN/m ²)	l/η_{sl}	r_{sl}	γ_{sl}
PD1	5,40	6,0	24,4	440	3,0	0,75
PD2	5,40	6,0	26,4	450	3,1	0,73
TN1	5,00	7,5	30,3	500	3,5	0,72
TN2	5,00	6,0	37,0	470	2,9	0,72
TN3	5,00	8,0	26,5	520	4,9	0,71
TNV1	4,75	4,5	41,0	650	3,5	0,60
TNV2	4,90	4,5	36,0	600	3,4	0,56
TNV3	4,90	4,5	39,0	500	3,5	0,91

Tabella 2. Risultanze della sperimentazione fisica su solai lignei composti

Ovviamente la massima prestazione statica è stata ottenuta per mezzo della struttura composta con soletta di calcestruzzo, ma per quanto riguarda le *efficienze* dei vari sistemi di connessione si può notare come esse risultano indipendenti dal tipo di soletta utilizzata. Si dimostra, cioè, una sostanziale analogia di comportamento di strutture composte con differenti solette a patto che risultino simili i comportamenti delle connessioni utilizzate (Figura 4). Al riguardo, è evidente che i valori trovati per il parametro γ_{sl} sono relativi alla scelta progettuale effettuata; la scelta di un numero maggiore di connettori incollati avrebbe condotto a risultati migliori. Tuttavia, il numero delle viti utilizzato nei modelli TNV1 e TNV2 corrisponde al numero massimo praticamente utilizzabile per quelle travi.

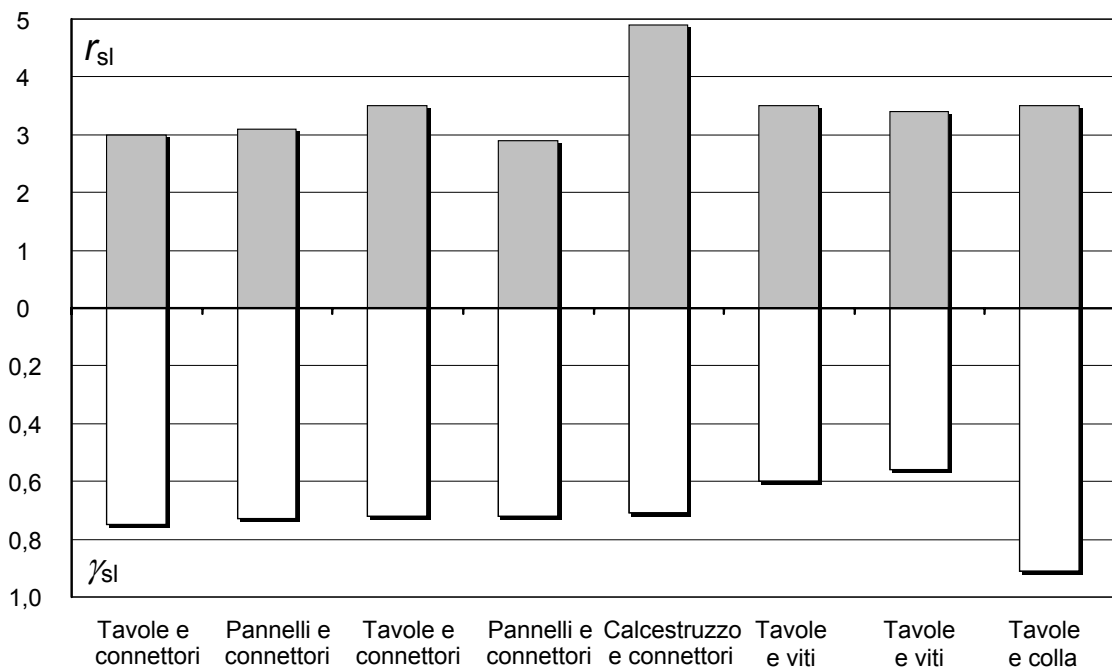


Figura 4. Incremento di rigidezza flessionale r (sopra) ed efficienza γ (sotto) di solai lignee composti con differenti tipi di soletta e di connettori (al carico di esercizio s_l)

4. CONSOLIDAMENTO DI CAPRIATE LIGNEE

4.1 Il caso studio

Una importante tipologia di interventi riguarda tutte quelle operazioni volte alla conservazione, manutenzione o restauro degli elementi portanti delle coperture lignee degli edifici. Anche in questo caso l'apporto della sperimentazione diretta può contribuire a meglio comprendere il comportamento statico delle strutture lignee tradizionali e dei possibili apporti migliorativi in sede di manutenzione o restauro.

Una completa sperimentazione su una capriata lignea di notevole dimensione è stata svolta presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture dell'Università di Trento, in occasione del recente intervento di ristrutturazione (1998 - 2001) del Teatro Sociale di Trento. Una porzione di struttura lignea di copertura della scena è stata, infatti, sostituita

con altri elementi e differenti materiali. Le capriate lignee costituenti la struttura principale di copertura originaria sono quindi state sostituite, smontate e messe a disposizione del citato Laboratorio a fini di ricerca (Figura 5). Trattasi di incavallature di notevoli dimensioni (lunghezza 25,4 m, altezza 6,4 m), risalenti all'inizio dell'Ottocento (1819), di valore storico-culturale decisamente elevato, un esempio di struttura lignea tradizionale ancora in buono stato, eccezion fatta per l'elemento di catena ed i nodi puntone-catena "sostituiti" negli anni '50 con elementi metallici.



Figura 5. Smontaggio delle capriate lignee dalla copertura del Teatro Sociale di Trento

È stata ricomposta una sola capriata utilizzando le membrature meglio conservate di due incavallature originali, e per essa è stato impostato un programma a lunga scadenza, volto ad analizzarne ogni aspetto, da quello storico a quello del recupero, e applicando diverse metodologie di studio ed analisi, da quella sperimentale diretta a quella numerica. Scopo di tale studio era quello di mostrare in dettaglio l'applicazione di una procedura di analisi di strutture lignee antiche da ritenersi sufficientemente corretta ed aderente ai criteri richiamati nella già citata norma UNI 11138 [1].

Sulla struttura sono state dunque eseguite le seguenti operazioni:

- indagine storico-tipologica, con acquisizione di informazioni sulle vicende storiche della particolare struttura in oggetto;
- esame degli elementi strutturali, con acquisizione di dati geometrici, tecnologici e meccanici (rilievo geometrico, rilievo dei difetti, dello stato di degrado e del danno), tramite prove non distruttive sul legname;
- esame delle connessioni, valutazione del grado di funzionalità, con particolare riferimento ad attacchi concentrati di natura biotica, deformazioni, rotture;
- operazioni di consolidamento, sui singoli elementi, con particolare riguardo alla tecnica utilizzata per ristabilire la continuità longitudinale tra pezzi diversi di un medesimo elemento, e sui collegamenti, con la massima attenzione per garantire un comportamento in esercizio simile a quello originario;
- operazioni di messa in opera, condotte in Laboratorio;

- prove sperimentali di carico, utilizzate come riferimento per il processo di taratura e di validazione del modello numerico nonché per un controllo diretto degli interventi eseguiti;
- analisi numerica della struttura, svolta con modello ad elevato grado di discretizzazione, considerando le effettive caratteristiche geometriche e meccaniche dei singoli elementi, nonché l'effettivo funzionamento semi-rigido dei collegamenti;
- verifiche strutturali, secondo le normative pertinenti.

4.2 Indagini preliminari

Inizialmente si sono ripercorse le vicende storiche che hanno caratterizzato le capriate in questione, che costituivano la struttura di copertura del Teatro Sociale di Trento, ultimato nel maggio del 1819. Inoltre si è proceduto con una dettagliata analisi storica relativa alla specifica tipologia strutturale “capriata”, in modo da inquadrare correttamente quella in esame e potere stabilirne le caratteristiche originarie. Trattasi di capriata tradizionale composta (Figura 6), ottenuta inserendo, al fine di raggiungere luci maggiori e per rispondere ad esigenze di servizio nella zona della scena, una “sottostruttura” lignea all'interno di una capriata palladiana semplice. Per quanto riguarda i collegamenti (Figura 7), in corrispondenza degli appoggi sono presenti le classiche connessioni a dente cuneiforme, mentre gli altri elementi sono collegati con giunti a tenone e mortasa, eccezion fatta per le zone di aggancio della catena e della controcatena al monaco centrale o ai colonnelli laterali, dove si è fatto ricorso a perni metallici bloccati inferiormente con dado e rondella.



Figura 6. La capriata tradizionale composta oggetto di studio

Dopo lo smontaggio delle capriate dalla copertura del Teatro Sociale, le prime fasi di lavoro hanno riguardato la pulitura e la rimozione completa di elementi metallici (chiodi, bulloni, perni), in gran parte ossidati, presenti nella zona superficiale delle membrature lignee. Alcune delle travi costituenti le capriate (35 elementi aventi lunghezza compresa fra 1,8 m e 8,5 m, con sezione variabile da 25×25 cm a 30×30 cm) presentavano stati di diffuso e profondo degrado causato da attacchi di funghi ed insetti. Quindi, dopo un accurato rilievo geometrico, si è proceduto ad una sommaria rifilatura dei singoli elementi, per ridurre l'influenza di zone con evidente degrado sui risultati delle numerose prove non distruttive eseguite in seguito.

Durante la prima fase di indagine le caratteristiche del legname sono state valutate con classificazione a vista secondo le indicazioni fornite da tre differenti documenti: DIN 4074 [18], UNI 11035 [19, 20] e criterio per la classificazione “secondo Giordano” [21]. Dopo la determinazione della specie legnosa (Abete bianco, *Abies alba Mill.*, e

Abete rosso, *Picea abies* Karst.) e la misura di altre caratteristiche del legname (geometria della sezione, posizione ed estensione di difetti, degradi e danni) è stato possibile valutare il modulo elastico secondo le norme pertinenti per tutti gli elementi. In una seconda fase, invece, il legname è stato esaminato con prove non distruttive strumentali, eseguendo: 960 prove con igrometro elettrico (Hydroette® HT 95); 2052 indagini con sclerometro da legno (Pilodyn® 2J); 1640 indagini con la macchina d'impronta [6]; 91 indagini con il trapano strumentato (Resistograph® 1410); 60 prove dinamiche (martello, accelerometro ed analizzatore di frequenze); 180 prove ultrasoniche (Sylvatest®). Scopo di queste prove (esclusa quella dell'umidità) è stato quello di tentare di definire il modulo elastico dei singoli elementi, parametro fondamentale per valutare e simulare numericamente, in seguito, il comportamento statico dell'intera capriata [22]. Da sottolineare come la bontà delle risultanze sperimentali fornite dalle prove indirette è stata indagata sottoponendo gli elementi lignei alla prova a flessione statica cosiddetta "su quattro punti" ISO 8375 [23].

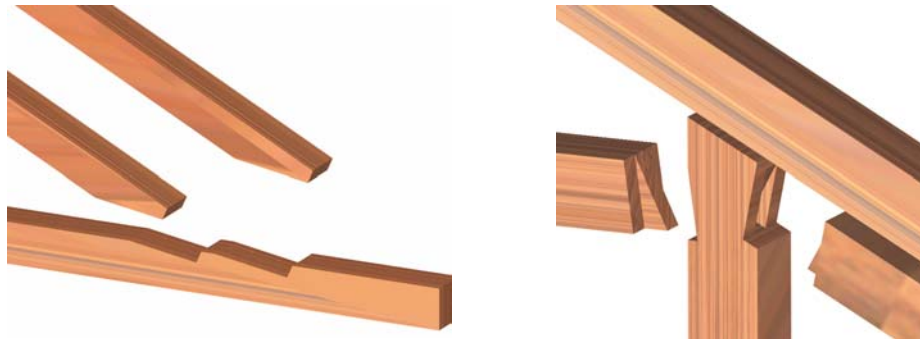


Figura 7. Connessioni a dente cuneiforme agli appoggi (sinistra), connessione con giunto a tenone e mortasa (destra)

Identificati i parametri meccanici del legname, si è proceduto al consolidamento degli elementi, alcuni dei quali erano stati manomessi anche dai tagli effettuati nella fase di smontaggio e trasporto. Il consolidamento, effettuato sui puntoni di falda e sulla catena, è consistito in unioni di tipo innovativo, mediante l'utilizzo di quattro barre metalliche filettate ϕ 24 mm, inserite longitudinalmente all'interno dell'elemento, ed incollate mediante idoneo formulato epossidico bicomponente (Figura 8).

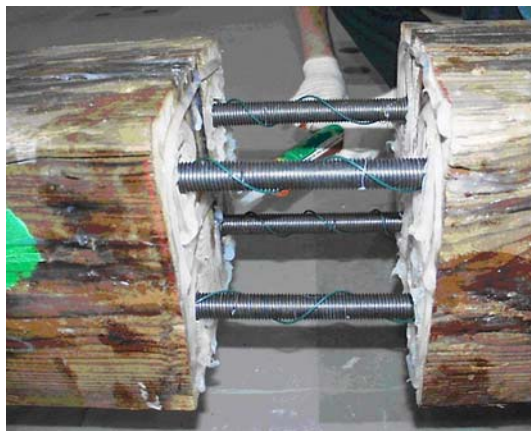


Figura 8. Consolidamento statico per ristabilire la continuità longitudinale tra parti diversi di un medesimo elemento

Durante la fase di assemblaggio, inoltre, si sono ricostruite le connessioni catena-puntone, catena – contropuntone nonché le mensole di sacrificio, seguendo le geometrie dell'originale, in modo da potere riprodurre in laboratorio per la capriata le medesime condizioni in opera.

4.3 Prove di carico sulla capriata riassembleta in laboratorio

La fase successiva ha riguardato il montaggio, nel nuovo Laboratorio Prove Materiali e Strutture presso la Facoltà di Ingegneria di Trento, della capriata e delle strutture ausiliarie necessarie alla esecuzione delle prove di carico (Figura 9). Tra queste ultime, si devono citare i ponteggi necessari per il posizionamento degli strumenti di misura e i telai di carico, ancorati alla struttura del laboratorio, cui sono trasferite le azioni dei martinetti idraulici che, tramite interposizione di cella di carico e traversa di ripartizione, impongono due carichi concentrati su ciascun puntone (Figura 10). Durante le prove di carico, le azioni sono state fatte variare sia in termini di valore che di tipologia (simmetrica o non simmetrica). Sono stati quindi misurati gli spostamenti in punti significativi della struttura (abbassamenti, scorrimenti, chiusure/aperture dei nodi); essi sono stati acquisiti tramite 30 trasduttori LVDT (Figura 10) ancorati ad elementi fissi (ponteggio per gli strumenti a quote elevate, aste metalliche con basamenti in calcestruzzo per i rimanenti) e a piastrine metalliche fissate alla struttura.

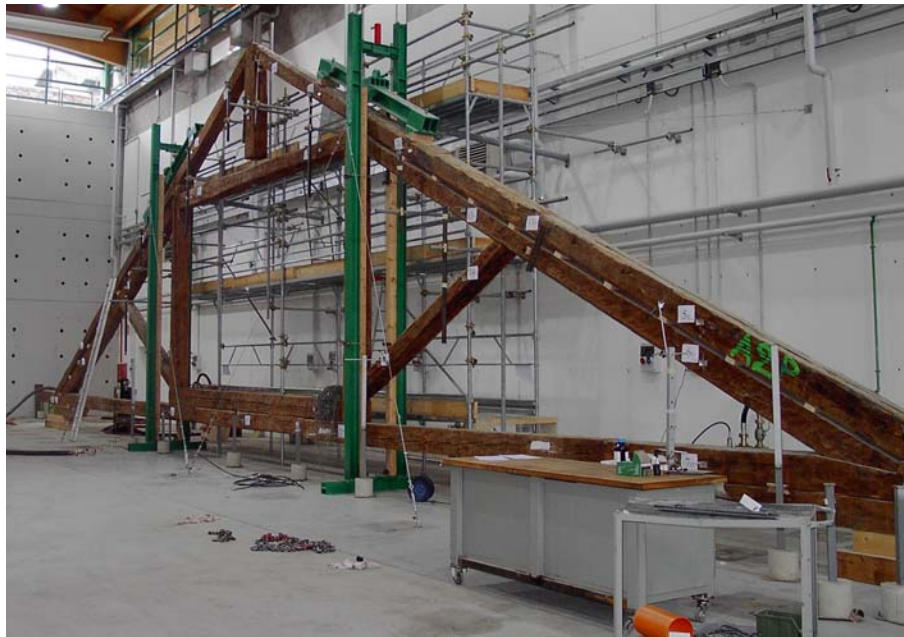


Figura 9. Capriata, telaio di carico e ponteggio metallico assemblati in laboratorio

Allo scopo di definire i valori delle azioni da utilizzare nelle varie prove, sono state analizzate le originarie condizioni di esercizio della capriata in opera presso il Teatro Sociale di Trento. Determinati i valori dei carichi in gioco (peso proprio, permanente portato, carico da neve, sovraccarico accidentale), si sono ricercate le azioni necessarie da imporre ai martinetti al fine di generare nelle membrature più significative, per quanto possibile, le stesse sollecitazioni ottenibili, appunto, in esercizio. Tale passaggio è stato reso possibile mediante modellazione numerica con l'utilizzo di un codice di calcolo di facile utilizzo e molto diffuso a livello professionale, tramite il quale si è

realizzato un modello numerico preliminare. In tabella 3 sono elencate le condizioni di carico simmetriche e non simmetriche applicate sulla capriata: ciascuna prova ha comportato l'esecuzione di un certo numero di cicli di carico - scarico.

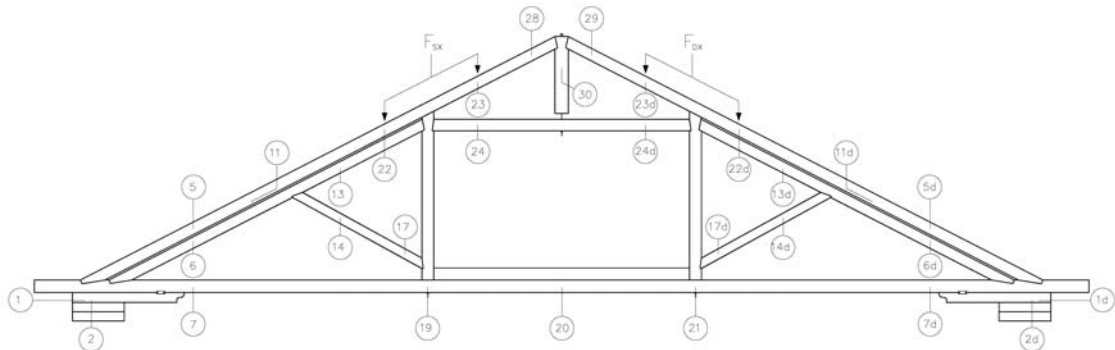


Figura 10. Disposizione dei 30 trasduttori per misura di spostamenti in punti significativi della capriata

I valori sperimentali rilevati sono stati organizzati, per ciascun punto di misura, sotto forma di diagramma $F-d$ (F forza agente su un martinetto, d spostamento letto per ciascun trasduttore). Tali diagrammi presentano tutti andamento simile, con l'eccezione degli strumenti relativi a punti particolari della capriata, quali appoggi e zone di contatto. Si notano curve di carico sostanzialmente coincidenti per i vari cicli effettuati, con un modesto e trascurabile allontanamento del percorso di scarico da quello di carico. È evidente come non sia presente alcun fenomeno di decadimento delle caratteristiche di rigidità dell'incavallatura soggetta a carichi ripetuti: tutti i cicli di carico, infatti, seguono il medesimo percorso senza alcuna diminuzione di rigidità iniziale ed anche in fase di scarico si ha il completo ritorno elastico della struttura.

Id. prova	Martinetto Sx (kN)	Martinetto Dx (kN)
1	28	28
2	79	79
3	94	94
4	130	130
5	35	0
6	0	35
7	49	35
8	40	49
9	94	79
10	83	94

Tabella 3. Valori massimi di carico applicati per prove simmetriche (1 - 4) e non simmetriche (5 - 10)

Il comportamento generale della capriata sotto carico si è rivelato quindi molto prossimo a quello previsto a livello teorico, salvo alcuni scostamenti riconducibili a normali fenomeni caratteristici delle strutture lignee tradizionali, quali imperfezioni nelle membrature e negli incastri, differenti condizioni agli appoggi, imprecisioni in fase di montaggio.

La figura 11 riporta alcuni risultati significativi delle prove di carico non simmetriche. Aspetto interessante e caratteristico dei diagrammi $F-d$ delle prove asimmetriche è che si possono osservare andamenti simili dei diagrammi fin quando i martinetti sono caricati simmetricamente, mentre quando si incrementa l'azione su un solo martinetto, i diagrammi dei trasduttori posizionati nella parte di capriata di competenza di tale martinetto proseguono con pendenza maggiore di quelli dalla parte opposta, che assumono pendenze minori o addirittura negative. Fanno eccezione ovviamente le prove 5 e 6, che non presentano un'iniziale fase di carico simmetrica.

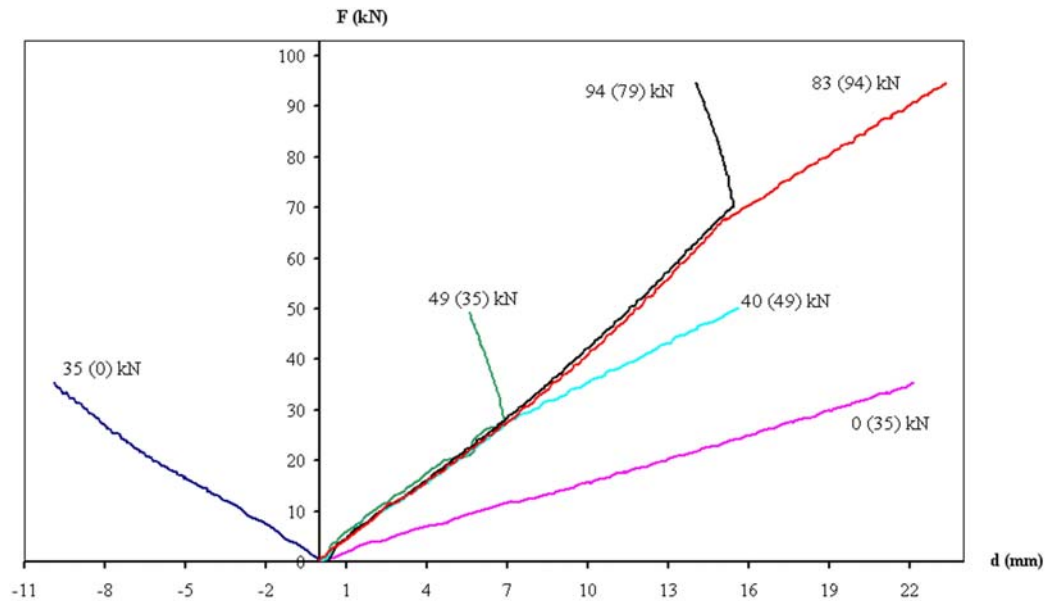


Figura 11. Diagrammi $F-d$ per il trasduttore 21 (base del monaco di destra, prove di carico non simmetriche). Sono indicati i valori di carico al martinetto sinistro e destro (in parentesi)

4.4 Modellazione numerica

I modelli utilizzati (Figura 12) sono tutti bidimensionali e realizzati come strutture intelaiate piane tramite l'utilizzo di appositi elementi *frame*, nella definizione e nella schematizzazione dei quali si è tenuto conto di tutte le variazioni geometriche che caratterizzano le membrature lignee, nonché delle loro diverse proprietà in termini di modulo elastico e massa volumica.

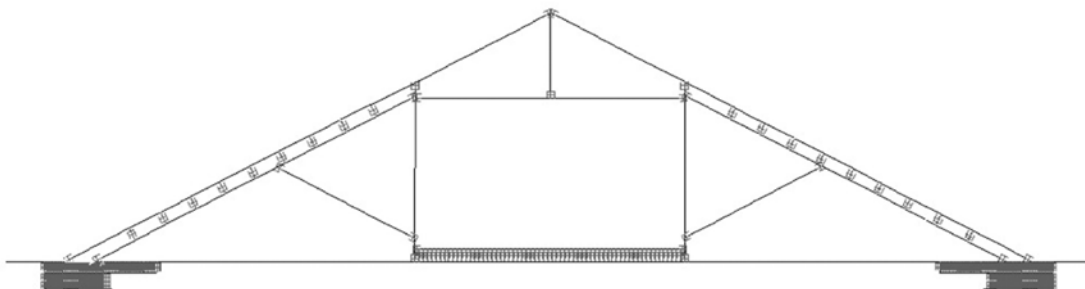


Figura 12. Modellazione generale della capriata con elementi *frame* e *nlink* (programma SAP2000NL®)

Le varie aste risultano collegate mediante elementi a comportamento non lineare (costituiti da tre molle, una per ciascun grado di libertà, essendo il sistema piano), che simulano il comportamento di tutte le connessioni lignee interne [24], nonché dei cunei lignei interposti fra puntone e contropuntone e di quelle zone nelle quali le membrature adiacenti poggiano “di piatto” una sull’altra, dove è stato simulato il comportamento del legno caricato ortogonalmente alla direzione di fibratura. Analogo ragionamento è stato fatto per gli appoggi a terra, utilizzando però gli appositi elementi molla (spring elements), in modo da schematizzare anche l’attrito del legno con il pavimento costituito dal piastrone del laboratorio.

Appare evidente l’importanza, per una corretta modellazione della capriata, pur con metodi non eccessivamente sofisticati, di una corretta valutazione del comportamento semi-rigido dei nodi che, essendo collegamenti di carpenteria tradizionali, risultano abbastanza lontani dalle usuali schematizzazioni. Tali nodi, in campi di esercizio, sfruttando un funzionamento per attrito, garantiscono un vincolo interno tra le membrature collegate non riconducibile agli schemi classici di cerniera o incastro. Un notevole impegno è stato dunque dedicato, nella ricerca, ad una minuziosa ricostruzione delle rigidità flessionali, assiali e taglianti, da assegnare ai diversi elementi di collegamento alle estremità delle aste. Tali rigidità variano ovviamente da nodo a nodo, in funzione dei parametri che determinano il loro valore: configurazione geometrica, caratteristiche meccaniche del legno, meccanismo deformativo, presenza di eventuali connettori ecc. [25]. Questi aspetti riguardano in particolare la rigidità flessionale del collegamento che, per quanto riguarda il collegamento ad incastro puntone - catena, può essere facilmente calcolata facendo riferimento a quanto riportato nel riferimento [26].

Per quanto riguarda il calcolo della rigidità assiale, esso presenta meno difficoltà, dipendendo solamente dalla geometria, dalle caratteristiche meccaniche del legno, dall’angolo formato dagli elementi nella zona di nodo, essendo dunque indipendente dal tipo di meccanismo deformativo che si instaura.

4.5 Validazione e taratura del modello numerico

Preme sottolineare due aspetti che evidenziano l’importanza delle indagini sperimentali: da un lato la validazione dei modelli numerici e dall’altro la loro corretta taratura. In un contesto di completa sinergia tra studi numerici e prove sperimentali, queste ultime assumono dunque una importanza fondamentale nel quadro complessivo della ricerca effettuata.

Il processo di confronto sperimentale-numerico è avvenuto a due diversi livelli:

I si è utilizzato il modello numerico realizzato senza l’ausilio del processo di taratura fisica, facendo riferimento esclusivamente alle considerazioni teoriche del tipo di quelle appena presentate;

II si è utilizzato il modello numerico calibrato mediante le risultanze sperimentali corrispondenti alla condizione di carico simmetrica massima.

Per quanto riguarda le prove simmetriche, il confronto I ha fornito un errore massimo a livello di spostamenti di circa il 17%, mentre tale errore è diminuito nel confronto II fino al 3÷7%, a seconda ovviamente se la condizione di carico presa in esame è prossima o meno a quella cui si è fatto riferimento nel processo di taratura. Dunque già il confronto I ha fornito risultati confortanti, ed i risultati divengono ottimi, pur con un modello numerico abbastanza semplice, qualora sia data la possibilità di

eseguire un procedimento di taratura sperimentale. Passando alle prove non simmetriche, invece, gli errori sono stati maggiori (21% nel caso del confronto I, 12% nel confronto II) rispetto al caso simmetrico, ma comunque decisamente accettabili, con l'unica eccezione delle prove 5 e 6 nelle quali però il carico totale sollecitante la capriata era decisamente ridotto.

I risultati prodotti da tutti i confronti che si sono instaurati tra le diverse modellazioni sono apparsi estremamente chiari: è evidente che l'adozione di una schematizzazione semi-rigida dei collegamenti (errore ~17%) comporta un notevole guadagno in termini di affidabilità del modello numerico nei confronti dei dati sperimentali, rispetto sia ad una modellazione con cerniere ideali (errore massimo ~37%), sia, ancor più, ad una che faccia ricorso ad incastrati perfetti (errore massimo ~44%). Ovviamente, ciò non vale nel calcolo delle sollecitazioni (in particolare lo sforzo normale) che risentono meno delle caratteristiche di rigidità al nodo.

Queste considerazioni confermano, tra l'altro, la bontà dell'approccio di analisi strutturale consigliato nell'Eurocodice 5 [27], dove viene ammesso l'utilizzo di un modello semplificato "a cerniera" per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), mentre si impone una schematizzazione della struttura di tipo semi-rigido per la trattazione della struttura agli stati limite di esercizio (SLE).

Con riguardo alle cosiddette *verifiche statiche*, si deve osservare come tutte le verifiche degli elementi risultano soddisfatte, mentre altrettanto non si può dire a livello locale nei collegamenti, dove emergono i maggiori problemi. Si citano, tra le altre, la situazione a livello dell'intaglio in catena e della insufficiente lunghezza del tallone, nonché nelle due zone dove sono presenti elevate concentrazioni di azioni ortogonali alla fibratura, ossia in prossimità della testa dei due colonnelli (Figura 13).

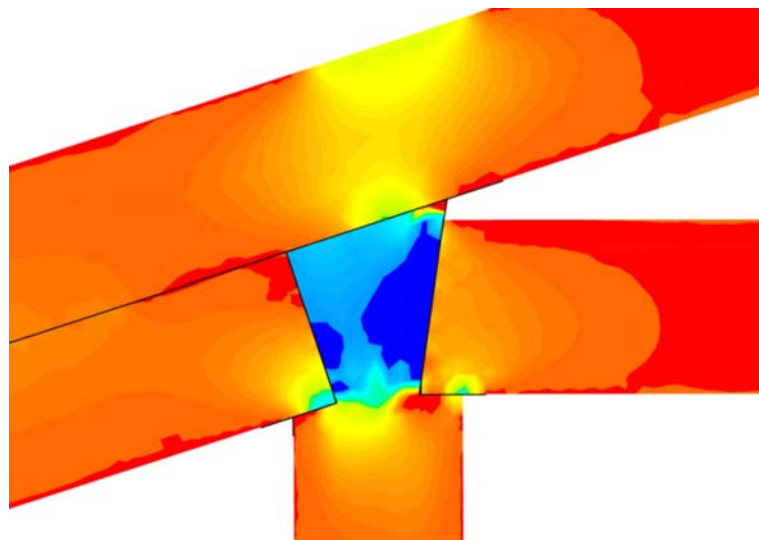


Figura 13. Modellazione di dettaglio (Abaqus®): stato tensionale di compressione (ortogonale alla fibratura) in sommità del colonnello

5 CONCLUSIONI

Alcuni recenti documenti normativi hanno portato definitivamente all'attenzione dei Progettisti le problematiche legate al restauro dei manufatti lignei costituenti strutture portanti che, nel passato, sono stati oggetto di interventi non sempre corretti.

Gli esempi riportati, riguardanti il consolidamento dei solai e delle strutture di copertura, mettono in evidenza la stretta correlazione esistente tra analisi sperimentale e analisi numerica: da una parte l'analisi sperimentale conferisce validità a quella numerica e ne consente la taratura, dall'altra lo studio numerico completa e amplia quello sperimentale, permettendo anche altre differenti valutazioni.

6 BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI 11138:2004 – *Beni culturali Manufatti lignei Strutture portanti degli edifici. Criteri per la valutazione preventiva, la progettazione e l'esecuzione di interventi* – Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano
- [2] Larsen K. E., Marstein N. – *Conservation of historic timber structures* – Butterworth-Heinemann, Oxford, 2000
- [3] Piazza M., Lavischi P. – *Load bearing timber structures in buildings: criteria for the preliminary evaluation, the design and the execution of works* – "Interactions between Science, Technology and Architecture in Timber Construction", Elsevier, Paris, ISBN 2-84299-605-4, 2004, pagg. 301-318
- [4] Baldassino N., Piazza M. – *Le strutture in legno: degrado, diagnostica, recupero* – Atti del seminario "Il cantiere per la Conservazione: Tecniche, esperienza e interventi sul costruito", CELID, Torino, 2002, pagg. 12-40
- [5] Del Senno M., Piazza M. – Michelon G., *Applicabilità di indagini strumentali per la valutazione di elementi strutturali in legno* – L'Edilizia, n. 4, 2002, pagg. 24-30
- [6] Piazza M., Turrini G. – *Una tecnica di recupero statico dei solai in legno* – Recuperare, n. 5, PEG Editrice, Milano, 1983, pagg. 224-237
- [7] Natterer J. – *Concepts and details of mixed timber-concrete structures* – Atti Conferenza IABSE "Composite Construction – Conventional and Innovative", Innsbruck, Austria, 1997, pagg. 175-180
- [8] Blass H.J., Schlager M. – *Connections for timber-concrete composite structures* – Atti Conferenza IABSE "Composite Construction – Conventional and Innovative", Innsbruck, Austria, 1997, pagg. 169-174
- [9] Mungwa M.S., Jullien J.F., Foudjet A., Hentges G. – *Experimental study on a composite wood-concrete beam with the INSA-Hilti new flexible shear connector* – Construction and Building Materials, 1999, Vol. 13, pagg. 371-382
- [10] Fournely E., Racher P. (2002) – *Cyclic and seismic performances of a timber-concrete system. Local and full-scale experimental results* – Proceedings, CIB-W18 – Timber Structures, Kyoto, Japan (2002), Paper 35-15-5
- [11] Gutkowski R., Balogh J., Natterer J., Brown K., Koike E., Etournaud P. – *Laboratory tests on composite wood-concrete beams and floor specimens* – Proceedings International Conference on Timber Engineering, WCTE 2000, Whistler, British Columbia, Canada, (CD-ROM)

- [12] Mettem C. – *Structural timber-concrete composites - advantages of a little known innovation* – The Structural Engineer, 18, 2003
- [13] Piazza M., Tomasi R., Modena R. – *Strutture in legno. Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee* – Biblioteca Tecnica Hoepli, Milano, ISBN 88-203-3583-2, 2005
- [14] Piazza M. – *Restoration of timber floors via a composite timber-timber solution* – Atti Technical Workshop RILEM "Timber: a Structural Material from the Past to the Future", Trento, 1994, pagg. 167-187
- [15] Kiniger S., Piazza M. – *Una nuova proposta di adeguamento statico dei solai in legno* – L'Edilizia, n. 9-10, 1997, pagg. 50-57
- [16] Piazza M. – *Interventi di consolidamento con l'uso di elementi meccanici di collegamento: solai misti legno - legno* – "Il manuale del legno strutturale, vol. IV: Interventi sulle strutture", Ed. Mancosu, ISBN 88-87017-41-7, 2004, pagg. 108 - 127
- [17] Piazza M., Turrini G. – *Il comportamento statico della struttura mista legno - calcestruzzo* – Recuperare, n. 6, PEG Editrice, Milano, 1983, pagg. 214-225
- [18] DIN 4074:2003 – *Sortierung von Holz nach der Tragfähigkeit - Teil 1: Nadelschnittholz* – Berlin
- [19] UNI 11035-1:2003 – *Legno strutturale - Classificazione a vista di legnami italiani secondo la resistenza meccanica: terminologia e misurazione delle caratteristiche caratteristiche* – Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano
- [20] UNI 11035-2:2003 – *Legno strutturale - Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per tipi di legname strutturale italiani* – Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano
- [21] Giordano G. – *Tecnica delle costruzioni in legno* – Hoepli, Milano, 1999
- [22] Schlagenauf W. – *Le capriate lignee del Teatro Sociale di Trento. Prove non distruttive, consolidamento, verifiche sperimentali e numeriche* – Tesi di Laurea, Università degli Studi di Trento, Facoltà di Ingegneria, 2001
- [23] ISO 8375:1985 – *Solid timber in structural sizes - Determination of some physical and mechanical properties* – International Organization for Standardization
- [24] Parisi M. A., Piazza M. – *Mechanics of plain and retrofitted traditional timber connections* – Journal of Structural Engineering, J. Struct. Engrg., ASCE, 126 (12), 2000, pagg.1395-1403
- [25] Parisi M. A., Piazza M. – *Seismic Behavior and Retrofitting of Joints in Traditional Timber Roof Structures* – Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 9-12, 2002, pagg. 1183-1191
- [26] Piazza M., Candelpergher L. – *Meccanica delle connessioni tradizionali con elementi metallici nelle capriate in legno* – L'Edilizia, n. 9/10, 2000, pagg. 42-51
- [27] EN 1995-1-1:2004 – *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for building* – CEN