POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

ANALISI DI UN'UNIONE DI CARPENTERIA



Relatore
Prof. Bernardino Chiaia
Corelatore
Dott. Lorena Alessio

 $\begin{array}{c} Candidato \\ {\rm Luca\ Bombonati} \end{array}$

ANNO ACCADENTICO 2016 2017

ANNO ACCADEMICO 2016-2017



Ringraziamenti

Desidero ringraziare tutti coloro che mi hanno aiutato in maniera diretta o indiretta nella realizzazione della mia Tesi.

Innanzitutto il Professore Bernardino Chiaia e la Dottoressa Lorena Alessio per avermi fornito il materiale su cui poter lavorare e per essere sempre stati disponibili a dirimere i miei dubbi durante questo lavoro.

Un sentito ringraziamento va ai miei famigliari per tutti i valori che hanno saputo trasmettermi e perché con grande sostegno morale ed economico mi hanno permesso di raggiungere questo importante traguardo che senza di loro sicuramente non sarebbe stato possibile.

Un ringraziamento speciale va anche alla mia ragazza Alessia che mi ha supportato in questo periodo, persona che forse più di tutte ha pazientato, riuscendo comunque a trasmettermi fiducia e serenità anche nei momenti difficili.

Ringrazio il CUS Torino per la grande possibilità che mi è stata offerta di terminare il percorso formativo in questo Ateneo e raggiungere la laurea. In particolare ringrazio tutta la sezione Rugby, tutte le persone vicine ad essa e i miei compagni di squadra con cui ho passato momenti unici e indimenticabili.

Inoltre sono riconoscente agli innumerevoli amici che ci sono stati e ci saranno sempre nella mia vita, con cui ho condiviso esperienze in questi anni a Torino.

Infine un grazie va tutte le persone a me vicine, in fondo questa laurea è anche un po' vostra.

Luca Bombonati

Indice

In	\mathbf{trod}	ızione		ix
1	Leg	no, material	le da costruzione	1
	1.1	Aspetti storio	ci	 1
		1.1.1 Storia	a travi composte e sviluppo fino le travi lamellari	 2
	1.2	Caratteristic	he del legno	 3
		1.2.1 Tipi o	di legno	 3
		1.2.2 Carat	tteristiche istologiche e strutturali	 4
		1.2.3 Carat	tteristiche igrometriche	 5
		1.2.4 Biode	egradabilità del legno	 8
	1.3	Durabilità de	el legno	 9
	1.4		eccaniche	
		1.4.1 Mode	elli costitutivi del legno massiccio e lamellare	 12
			ellazione meccanica del materiale	
		1.4.3 Resist	tenza del legno	 16
2	Çal.	ızioni costru	******	19
4	2.1		ccio	
	$\frac{2.1}{2.2}$			
	2.2		o lamellare	
			elli a tavole incrociate (X-lam)	
			,	
			ated strand board (OSB)	
		2.2.4 Laiiiii	nated veneer lumber (LVL)	 31
3	Edi	ici antisismi	ici in legno	33
	3.1	Comportame	ento del legno sollecitato da azioni sismiche	 34
		3.1.1 Legge	erezza e resistenza	 35
		3.1.2 Defor	mabilità	 35
		3.1.3 Comp	portamento localmente fragile del legno	 35
	3.2	Duttilità e di	issipazione delle connessioni meccaniche	 36
	3.3	Comportame	ento sismico delle unioni di carpenteria	 39
	3.4	Tipologie di	edifici antisismici in legno	 40
		3.4.1 Edific	ci Fachwerk	 40
			ci Log House	
			ci Post & Beam	
			ci Platform Frame	
1	Cox	nessioni		47
4	4.1		aniche	48
	4.1		essioni chiodate	
			essioni mediante graffe (o cambrette)	
			essioni mediante grane (o cambrette)	
			essioni mediante punoni	
			essioni mediante perm	53 53
		4.1.0 CONN	ession mediante vid	

		4.1.6	Connessioni mediante piastre metalliche punzonate	54
		4.1.7	Connettori ad anelli tagliati e a piastra di taglio	54
		4.1.8	Connettori a piastre dentate	55
	4.2	Unioni	tradizionali	56
		4.2.1	Funzionamento statico e meccanismi resistenti	59
	4.3	Carper	nteria in Giappone	60
		4.3.1	Fabbricazioni degli elementi	61
		4.3.2	Sukiya style	
		4.3.3	Tamedia Office Building	62
5	Ana	lisi FE	ZM dell'unione di carpenteria	65
	5.1		lo locale della connessione	65
		5.1.1	Ipotesi assunte	
	5.2	Model	lo globale della struttura intelaiata in legno	73
		5.2.1	Schematizzazione della connessione	73
		5.2.2	Definizione del telaio	74
		5.2.3	Applicazione dei carichi orizzontali	75
	5.3	Analis	i dei due casi di carico	76
		5.3.1	Carico orizzontale unitario	76
		5.3.2	Analisi critica dei risultati	80
		5.3.3	Carico orizzontale limite	80
	5.4	Effette	Cook-Gordon	84
6	Con	clusio	ni	87
Bi	bliog	rafia		89

Introduzione

In questo elaborato di tesi si è cercato di analizzare il comportamento di un'unione di carpenteria, costituente la connessione trave-pilastro di un telaio ligneo soggetto ad un'azione orizzontale. Tale azione può essere considerata come la generalizzazione di un'azione sismica, ovvero l'effetto generato da un terremoto di tipo ondulatorio.

Dal punto di vista delle azioni agenti sul sistema, non è corretto comparare un'azione sismica a un'azione orizzontale applicata staticamente, ma per il telaio considerato che è costituito da un unico piano, ovvero un sistema SDOF, questa assunzione può essere considerata data la stretta analogia con il metodo delle forze statiche equivalenti e dato che l'obiettivo finale della tesi è quello di capire come si comporta la connessione.

Un esempio di questo tipo di connessioni è rappresentato in Fig. 1, nella quale si nota che le unioni di carpenteria sono state utilizzate per unire diversi elementi, non solo connessioni di tipo trave-pilastro.

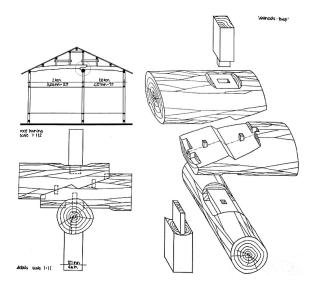


Figura 1: Esempio di connessione di carpenteria complessa detta daimochi-tsugi joint. [1]

Prima di passare però alla parte analitica, si è introdotto in maniera più generale il legno come materiale da costruzione, evidenziandone i principali aspetti. Infatti il legno viene utilizzato per diversi scopi, strutturali e secondari, ma comunque indispensabili in ambito edilizio.

"Le essenze più comunemente usate in carpenteria sono l'abete, il pino, il castagno, la quercia ed il larice. La specie e la qualità del legname viene scelta in relazione all'uso dello stesso. Per esempio, per opere di carpenteria provvisoria[...] come nella realizzazione delle casseforme, vengono utilizzate essenze resistenti all'umidità come il pino e l'abete; l'uso di altre essenze comporterebbe dilatazioni della cassaforma al momento del getto del calcestruzzo." [2]

Ci si è addentrati, in seguito, nello studio dei principali prodotti che entrano a far parte del vastissimo mondo degli edifici in legno: dal legno massiccio a tutti i prodotti a base di legno che ne derivano, soffermandoci brevemente su quelli che al giorno d'oggi trovano largo impiego.

In seguito è stato dedicato un intero capitolo agli edifici antisismici in legno, analizzando le diverse tecnologie costruttive atte a resistere in maniera efficace alle azioni sismiche.

Infine, prima di passare allo studio numerico dell'unione, si è dedicato una parte della tesi allo studio delle connessioni tra gli elementi strutturali in legno in generale, partendo dalle connessioni meccaniche fino alle connessioni tradizionali.

Inoltre si è trattato brevemente la storia delle connessioni tradizionali, passando dalla tradizione giapponese fino a un'applicazione contemporanea di questa tipologia di unioni. Infatti è proprio da un edificio realizzato da Shigeru Ban a Zurigo, ovvero il Tamedia Office Building, che è nata l'idea di questa tesi.

Capitolo 1

Legno, materiale da costruzione

In passato il legno ha ricoperto un ruolo primario nel mondo delle costruzioni nel quale era l'unico materiale in grado di resistere a tensioni di trazione e quindi essere utilizzato come trave in grado di coprire luci considerevoli. Con l'avvento dell'industrializzazione e il conseguente impiego di nuovi materiali, questa materia prima è dunque passata in secondo piano.

Al giorno d'oggi però, con l'arrivo di nuove tecnologie produttive e tecniche costruttive, il legno sta assumendo sempre di più un ruolo emergente nel panorama architettonico mondiale. Il legno, come materiale da costruzione, è infatti tornato alla ribalta negli ultimi decenni grazie agli sviluppi tecnologici che permettono di superare alcune note limitazioni di utilizzo, di tipo:

- prestazionale;
- dimensionale;
- di reperibilità sul mercato.

Al contrario, il legno possiede alcune caratteristiche che i materiali tipici dell'edilizia, come il calcestruzzo e l'acciaio, non hanno.

"L'interesse per il legno è testimoniato da importanti realizzazioni nel settore delle grandi coperture, nella rinnovata sensibilità nell'affrontare l'importante settore del consolidamento statico delle opere esistenti."[3]

1.1 Aspetti storici

Fin dall'antichità il legno è sempre stato usato per vari scopi. Le travi in legno sono state le prime in grado di resistere a tensioni di trazione, derivanti da momento flettente, unica soluzione disponibile per lungo tempo fino all'avvento dell'acciaio strutturale e del cemento armato.

"Ricco di valenze tecniche e formali in virtù della sua lavorabilità, adattabilità e flessibilità e delle sue caratteristiche meccaniche, il legno ha trovato possibilità di impiego in pere monumentali [...], così come in costruzioni semplici". [4]

Nei tempi antichi c'erano poche possibilità di realizzare orizzontamenti come travi in pietra (luce massima $1\ m$), archi realizzati con vari materiali (mattoni o pietra) e travi in legno. Al giorno d'oggi sono presenti poche testimonianze di quest'ultima tipologia di orizzontamenti, anche se molto usata, poiché il legno è un materiale facilmente degradabile e, se non opportunamente trattato, viene facilmente danneggiato.

I fattori degradanti possono essere:

- muffe e funghi;
- insetti vari e tarli;
- agenti umani (fuoco,fumi,...):



Figura 1.1: Travi antiche restaurate.

agenti atmosferici.

Nel corso della storia, in particolare in ambito costruttivo, il legno è stato maggiormente impiegato per la realizzazione dei solai di piano o coperture. Come tutti i materiali da costruzione anche quest'ultimo si è sviluppato nel corso del tempo. In principio venivano utilizzate travi semplici, composte da un unico tronco; con il passare del tempo, si è diffuso l'utilizzo di travi accoppiate, mentre recentemente vengono impiegate sempre di più le travi lamellari che consentono di coprire luci maggiori rispetto alle travi semplici.

1.1.1 Storia travi composte e sviluppo fino le travi lamellari

In Italia si è verificato uno sviluppo dalle travi composte fino alle travi lamellari a seguito della crescente richiesta di elementi di forma e dimensione maggiore rispetto alle travi massicce. Nel corso della storia, vantano numerosi casi interessanti che si distinguono per le differenti tecniche di realizzazione delle connessioni dei singoli elementi per formare la trave.

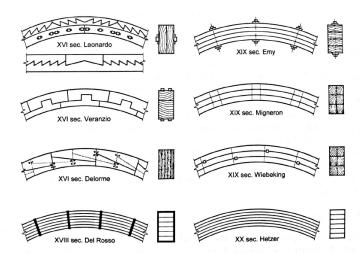


Figura 1.2: Tecnologie per la realizzazione di elementi composti di tavole. [5]

Come possiamo vedere in Fig.1.2 si può notare il passaggio dalla prima trave composta ideata da Leonardo da Vinci, il quale ha intuito il legame tra l'efficienza e la resistenza dei mezzi di collegamento tra i singoli elementi.

"In pratica tutte le strutture lignee composte realizzate a partire dal XVI secolo sfruttarono a fondo l'idea di collegamento mediante biette di legno duro accoppiate a staffature o chiodature metalliche."[3]

A partire dal XIX secolo si ha iniziato a notare come i sistemi costruttivi siano molto simili al lamellare moderno, arrivando fino al brevetto di Hetzer che nel 1905 ha definito il concetto odierno di trave lamellare incollata. Con il passare degli anni si è verificato un ulteriore salto qualitativo nella realizzazioni di tali travi glulam grazie all'introduzione di nuove tecniche e materiali per l'incollaggio delle singole travi.

1.2 Caratteristiche del legno

1.2.1 Tipi di legno

Addentrarsi nei dettagli di tale materia, potrebbe allontanare l'attenzione dall'oggetto di questa tesi, ma è necessario definire alcune caratteristiche essenziali delle specie arboree che influenzano le prestazioni degli elementi strutturali in legno.

Innanzitutto è necessario tenere conto che gli alberi sono divisi in due grandi famiglie:

- Gimnosperme, alle quali appartengono le *Conifere* (Abeti, Larici, Pini . . .);
- Angiosperme, che a loro volta sono suddivise in:
 - Monocotiledoni(specie erbacee e Palme, di cui non ci occuperemo in quanto non vengono utilizzate nel nostro Paese);
 - Dicotiledoni che comprendono specie arboree che, salvo rare eccezioni, hanno foglie dalla forma espansa della(Querce, Faggi, Castagni ...), comunemente chiamate Latifoglie

In molte normative scritte in lingua inglese, vengono utilizzati in generale due termini:

- Softwoods, per i legni di Conifera;
- Hardwoods, per i legni di Latifoglie.

Questa nomenclatura non è del tutto esatta poiché all'interno dei "Softwoods" si annoverano alcune Conifere, come Larici e Cipressi il cui legno è particolarmente duro, mentre degli "Hardwoods" fanno parte alcune Latifoglie dal legno tenero come i Pioppi.

Un'altra particolarità presente nel mondo delle costruzioni in legno è che, mentre il termine latino delle specie legnose è univoco, il termine volgare usato in ambito commerciale varia a seconda della località e del Paese in cui viene impiegato.

"Per aver modo di identificare con precisione una determinata specie arborea, ogni Paese ha stabilito una lista di nomi ufficiali, ognuno dei quali corrisponde ad un dato binomio latino, ed è alle indicazioni di tali liste che ci si dovrà sempre riferire." [6]

Attualmente in Italia le norme vigenti sono:

- \bullet UNI 2853-1987 + FA 147:1984: nomenclatura delle specie arboree che crescono spontaneamente in Italia;
- UNI 2854-1987: nomenclatura delle specie arboree esotiche coltivate in Italia;
- UNI 3917-1983: nomenclatura delle specie legnose esotiche di importazione. (ritirata con sostituzione) In sostituzione:
 - UNI EN 13556-2004: Round And Sawn Timber - Nomenclature Of Timbers Used In Europe

Tra le due grandi famiglie arboree, ci sono sostanziali diversità dal punto di vista anatomico ed istologico, come si vedrà nel paragrafo 1.2.2.

La differenza della struttura del legno

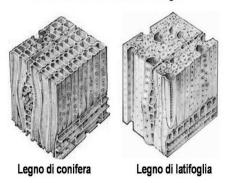


Figura 1.3: Struttura anatomica di conifere e latifoglie.

1.2.2 Caratteristiche istologiche e strutturali

Il legno come materia prima è di per sé un organismo vivente formato da cellule di diversa tipologia a seconda delle proprie funzioni. Le famiglie di cellule con le stesse funzioni vengono indicate come *tessuti*. Il legno è costituito da diversi tessuti di cui i principali sono:

- il tessuto di sostegno che, composto da cellule fusiformi disposte in prevalenza nella direzione dell'asse dell'albero (circa il 70% del volume del fusto), svolge la fondamentale funzione di resistere alle sollecitazioni esterne;
- il tessuto conduttore che, formato da cellule a forma tubolare orientate parallelamente al tessuto di sostegno, ha lo scopo di trasportare i liquidi all'interno del fusto;
- il tessuto parenchimatico, che ha la funzione di mettere a disposizione le sostanze necessarie allo sviluppo dell'albero, è costituito da raggi midollari, ovvero specie di nastri disposti in senso orizzontale dal midollo (parte centrale) verso l'esterno.

Inoltre possono essere presenti altri tipi di tessuti a seconda della specie arborea considerata. Tra quelli più importanti c'è il tessuto secretore.

Si prenda ora in considerazione la Fig.1.3, dove sono rappresentate le strutture di un legno di conifera ed uno di latifoglia.

Nelle *Conifere* sono presenti cellule fusiformi dotate di aperture sulle pareti, dette *tracheidi*, che svolgono allo stesso tempo le funzioni strutturali di sostegno e di circolazione dei liquidi.

Nelle *Latifoglie*, invece, tali funzioni vengono svolte da cellule differenti: la circolazione dei liquidi è affidata ai *vasi*, cellule cilindriche aperte alle estremità che formano dei canali in cui transitano i liquidi, mentre la funzione di sostegno è affidata alle *fibre*, cellule fusiforme molto allungate.

I fusti degli alberi, di Conifere e Latifoglie, si formano e crescono grazie a un particolare strato di cellule posizionato subito prima della corteccia, detto *cambio*. Questa attività di generazione non è costante ma varia nel tempo, raggiungendo il picco in primavera e interrompendosi completamente durante inverno.

Questa periodicità di creazione del materiale si traduce in una diversa dimensione delle fibre del tessuto di sostegno (in primavera, pareti sottili e cavità interne ampie; in inverno, pareti spesse e cavità interne esigue). Le diversità strutturali nelle fibre, dovute alle stagioni, si percepiscono macroscopicamente analizzando le sezioni trasversali del fusto nel quale sono riconoscibili visivamente come una successione di anelli di accrescimento concentrici.

Il conteggio di questi anelli alla base del fusto consente di dedurre con semplicità l'età della pianta e in che condizioni è cresciuta (anelli stretti indicano condizioni sfavorevoli, ovvero

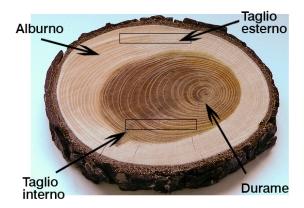


Figura 1.4: Differente partizione della matrice legnosa.

un suolo poco fertile, temperature piuttosto basse e scarse precipitazioni, mentre anelli larghi denotano condizioni favorevoli, ovvero terreno fertile, temperature elevate e precipitazioni abbondanti).

"Quando l'albero è in età giovanile la circolazione della linfa[...] avviene nell'ambito della intera sezione trasversale nel cui interno le cellule parenchimatiche sono pienamente attive. Col passare del tempo la circolazione dei succhi si sposta via via nella corona periferica esterna mentre le cellule della parte centrale perdono lo loro attività[...]." [6]

Oltrepassata l'età giovanile, all'interno dell'albero si creano due zone distinte con diverse caratteristiche: una esterna, in piena attività detta *alburno*, e una interna chiamata *durame* priva di funzioni fisiologiche (nella zona interna le cellule parenchimatiche muoiono, senza che ciò significhi una loro degenerazione).

L'alburno e il durame presentano diversa colorazione, ulteriori sostanziali differenze si trovano nelle caratteristiche meccaniche. Il durame è più pesante, più duro e resistente alle alterazioni biologiche in quanto all'interno delle cavità cellulari è depositato un maggior quantitativo di sostanze.

Queste differenti caratteristiche comportano una maggiore durabilità del durame rispetto l'alburno e proprio per questo ne è consigliato il suo utilizzo per elementi portanti, travi e tavole. Nel linguaggio tecnico, si preferisce un taglio interno per elementi che avranno funzioni strutturali.

In Fig.1.4 si illustra la diversa conformazione delle due zone e il differente posizionamento di un taglio interno rispetto a un taglio esterno.

Per alcune specie legnose può accadere che il durame e l'alburno non presentino visivamente sensibili differenze. In questo, caso il legno si definisce *indifferenziato*. Tra le specie arboree nazionali sono da considerarsi indifferenziati: Abeti, Faggi, Aceri...

"Nella determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali isotropi si fa generalmente ricorso ad elementi cubici [...]. Ciò però non è ammissibile con il legno per il quale occorre tener conto della formazione secondo un modello strutturale derivante da cellule allungate nella direzione dell'asse arboreo, addossate le une alle altre dal midollo verso la periferia formando degli strati a corona circolare ogni punto dei quali può essere considerato come l'inizio di una tangente agli anelli di accrescimento. Sono queste dunque le tre direzioni anatomiche fondamentali (assiale, radiale e tangenziale) del legno, lungo le quali devono venire sempre considerati i vettori delle caratteristiche proprie del legno nonché le forze esterne ad esso applicate." [6]

1.2.3 Caratteristiche igrometriche

Il legno è un materiale altamente igroscopico, ovvero mostra una notevole affinità con l'acqua che ne cambia notevolmente le caratteristiche. Esso può contenere una quantità d'acqua in

modo variabile, a causa sia delle caratteristiche strutturali(materiale poroso) sia della natura chimica del legno stesso.

All'interno del legno l'acqua è presente in due forme:

- Acqua di legame o di saturazione, presente nella parete strutturale;
- Acqua di imbibizione, presente nelle cavità dei tessuti.

La presenza dell'acqua all'interno della matrice lignea determina un peso elevato, in quanto il peso del legno fresco può essere doppio rispetto a quello legno secco.

Questo è dovuto al fatto che il legno appena abbattuto può contenere in peso un'umidità anche superiore al peso del legno secco.

"Il contenuto d'acqua μ (o umidità) all'interno del legno è espresso come rapporto tra la differenza della massa del legno umido G_u e la massa del legno secco G_s fratto la massa del legno essiccato." [7]

$$\mu = \frac{G_u - G_s}{G_s} \cdot 100 \quad [\%] \tag{1.1}$$

La determinazione dell'umidità all'interno di un campione di legno avviene pesandolo in condizione di umidità naturale $(G_u [kg])$, poi lo si essicca all'interno di una stufa in condizioni standardizzate per un tempo sufficiente al raggiungimento della costanza di massa determinando il peso secco $(G_s [kg])$ e infine si determina μ .

Osservando l'eq. 1.1, si evince che il valore del contenuto d'acqua può anche essere maggiore del 100%, nel caso in cui, come affermato in precedenza, la massa dell'acqua all'interno del legno sia maggiore della massa secca del legno stesso.

La variabilità della quantità d'acqua nel legno determina la massa volumica ρ . Infatti, mentre la massa volumica della parte strutturale del legno, ovvero la parete cellulare, è costante ($\sim 1500\,[\frac{kg}{m^3}]$), la massa volumica del legno varia in maniera considerevole, dato che un aumento dell'umidità del materiale comporta in simultanea un aumento della massa volumica.

La massa volumica del legno è così definita:

$$\rho = \frac{G}{V} \quad \left[\frac{kg}{m^3}\right] \tag{1.2}$$

dove G e V sono i valori di massa e volume a una determinata umidità. In generalmente ci si riferisce alle *condizioni normali*, dove il valore standard di umidità è $\mu = 12\%$.

Le variazioni del contenuto d'acqua all'interno del legno sono da porre in stretta relazione con le condizioni climatiche dell'ambiente in cui viene posto (T_a, ρ_a) .

Un elemento ligneo, in qualsiasi condizione di partenza e posto in un ambiente in determinate condizioni costanti nel tempo, raggiunge un certo valore di umidità, ovvero uno stato di equilibrio igroscopico con l'ambiente.

"Il valore di umidità di equilibrio dipende, oltre che dalle condizioni ambientali, dalla specie legnosa e dalle variazioni di contenuto d'acqua avvenute nel tempo. Assume significato il valore precedentemente citato come condizione normale $\mu=12\%$, in quanto, per tale valore di umidità si stima l'equilibrio per un legno di conifera in condizioni ambientali $T=20\,^{\circ}\mathrm{C}$ e una umidità relativa UR=65%."[3]

Ponendo in essere un elemento non stagionato, esso tende a deformarsi compromettendo così la planarità e la geometria, con la possibilità di inutilizzo di tale elemento. Di conseguenza, per un corretto utilizzo in ambito strutturale, risulta indispensabile un processo di stagionatura (o essiccazione) in modo da portare l'elemento ligneo alle condizioni di umidità media dell'ambiente in cui sarà utilizzato. Con l'avanzamento della stagionatura avviene l'eliminazione di una parte del contenuto d'acqua all'interno della parete cellulare che comporta alcune variazioni dimensionali, dette *ritiri*.

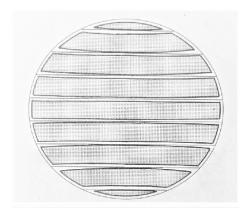


Figura 1.5: Ritiri e deformazioni delle tavole segate "in parallelo" da un tronco fresco. [6]

Tali ritiri si differenziano nelle tre direzioni anatomiche fondamentali e la loro entità dipende della specie legnosa considerata. Per i legnami utilizzati più frequente nelle costruzioni le condizioni di passaggio dallo stato fresco allo stato secco assumono i seguenti valori¹:

- in direzione assiale le deformazioni sono inferiori all' 1%;
- in direzione radiale le deformazioni ricadono in un intervallo dal 3% al 6%;
- mentre in direzione tangenziale, si hanno le deformazioni maggiori che ricadono tra il 5% ed il 12%.

E' importante notare che l'inerzia igroscopica del sistema legno-ambiente gioca un ruolo importante nell'equilibrio igrometrico degli elementi lignei.

In particolare se si è in presenza di oscillazioni climatiche di ampiezza limitata, le variazioni dimensionali generate dalla differente umidità momentanea rispetto all'umidità media, sono trascurabili.

Invece, se si considerano i cambiamenti climatici di tipo stagionale, ovvero oscillazioni climatiche ad elevata ampiezza, si generano effetti considerevoli che non possono essere trascurati. Ad ogni modo, se l'elemento ligneo è portato in equilibrio con le condizioni climatiche che si avranno in esercizio è corretto assumere che esso non subirà deformazioni significative.

Conseguenze delle deformazioni del legno dovute alle variazioni di umidità

Nelle tavole

I fenomeni anisotropi di ritiro, dovuti alle variazioni di contenuto d'acqua nel legno fresco, provocano ulteriori deformazioni nella geometria degli elementi, comportando una variazione d'aspetto a seconda di come gli elementi sono orientati rispetto gli anelli di accrescimento. Per questo motivo solo le tavole tagliate lungo la direzione radiale del fusto durante il ritiro subiscono una riduzione dimensionale senza alcuna variazione nella geometria, mentre le tavole ricavate in direzione tangenziale con l'essiccamento si curvano e si inflettono tanto più la tavola è stata ricavata lontana dal midollo.

In Fig. 1.5, oltre alle deformazioni che avvengono in seguito al taglio di un tronco fresco, si notano alle estremità superiore e inferiore gli sciaveri che fanno parte degli scarti.

In Fig. 1.6 sono rappresentate le distorsioni di diversi tagli a seconda della loro forma e posizione all'interno del tronco fresco. Si nota chiaramente che sono presenti fenomeni di imbarcamento, svergolamento e distorsione delle sezioni originali.

¹Il legno posto in essere in un ambiente in equilibrio igrometrico con l'ambiente non è mai allo stato secco e di conseguenza le diminuzioni dimensionali sono sempre minori

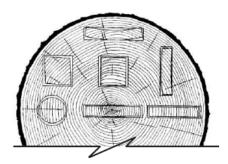


Figura 1.6: Distorsione di varie tipologie di tagli. [8]

Nei tronchi

Per i tronchi la differenza tra il ritiro radiale e tangenziale per i tronchi comporta alcuni effetti fisiologici, come la distorsione della forma originale e lo sviluppo di tensioni interne nel materiale che determinano la formazione dei cosiddetti cretti da ritiro, ovvero fessure molto profonde a V che partono dal midollo e si sviluppano radialmente. A causa della diversa percentuale del ritiro, nelle direzioni radiale e tangenziale è inevitabile che si manifestino aperture delle fessure crescenti verso la periferia.

Rianalizzando la Fig.1.1, si notano i cretti da ritiro sviluppati lungo tutta la lunghezza della trave in direzione radiale, più o meno marcati a seconda della velocità con cui gli elementi hanno perso umidità, ovvero del tipo di stagionatura effettuata.

1.2.4 Biodegradabilità del legno

"Uno dei motivi per i quali il legno è stato tenuto in scarsa considerazione come materiale da costruzione [...], è la sua facile degradabilità ad opera di diversi organismi e dal fuoco." [6]

Tuttavia le avanzate tecnologie attuali garantiscono al legno un'adeguata resistenza al deterioramento, permettendo ai tecnici di impiegarlo in funzioni strutturali attraverso un'adeguata conoscenza dei mezzi ed i procedimenti adatti alla sua protezione.

E' fondamentale porre molta attenzione a questi fattori che influenzano in maniera negativa la durabilità del legno, argomento che verrà trattato nel paragrafo dedicato 1.3.

Il legno, a causa della sua costituzione chimica, è soggetto a vari fenomeni degenerativi quali:

- Attacchi *abiotici*, ovvero attacchi ambientali che alterano la natura del materiale e deteriorano le funzioni meccaniche:
- Attacchi biotici, ovvero attacchi distruttivi da parte di organismi viventi che utilizzano il legno come fonte di nutrimento o come luogo di proliferazione.

Attacchi abiotici

Gli effetti degli attacchi abiotici (escludendo l'azione del fuoco) non compromettono particolarmente la struttura del legno, ma è necessario tenerli in considerazione in quanto possono innescare altri fenomeni degenerativi.

Il legno è resistente agli attacchi chimici, ma è molto sensibile all'azione dei raggi solari che in combinazione con l'effetto dell'umidità, della temperatura, del vento e della pioggia, danno origine a fenomeni di *invecchiamento per fotolisi*. Tale fenomeno è da considerarsi come degrado superficiale, collegabile all'irraggiamento del sole (in particolare raggi UV) che demoliscono la parte strutturale delle cellule. Tuttavia, in assenza di concause tale fenomeno si verifica lentamente (1mm di danneggiamento per un periodo di $15 \div 20$ anni).

Attacchi biotici

Fanno parte di questa categoria gli attacchi da parte di funghi, batteri ma anche insetti che possono essere in grado di colonizzare parti della pianta compromettendone l'integrità strutturale.

In conseguenza agli attacchi biotici, il legno è in grado di fornire una certa resistenza all'azione degradante detta durabilità naturale. La resistenza naturale, tuttavia, è una proprietà molto variabile a seconda della specie, ma anche all'interno della stessa pianta essa subisce notevoli variazioni, basti pensare alla differenza tra durame (maggiore protezione) e alburno (maggiori rischi di attacco dovuti alla presenza di sostanze nutritive all'interno della parete cellulare).

Gli effetti dovuti agli attacchi biotici possono essere distruttivi, in quanto comportamento il decadimento delle proprietà meccaniche del legno che possono condurre al collasso dell'elemento.

Ogni elemento ligneo esposto alle condizioni climatiche dell'ambiente deve resistere alle azioni ed effetti che ne derivano. Costruire strutture il legno impone quindi l'attenzione su questa problematica. Il degrado biologico deve dunque essere impedito o quanto meno ritardato il più possibile (almeno per la vita utile dell'elemento).

1.3 Durabilità del legno

La durabilità è la capacità di un materiale di durare nel tempo, quindi resistere agli attacchi biologici di tipo abiotico e biotico.

Riprendendo la norma CNR DT 206/2006 (B 8.1 - Requisiti di durabilità naturale dei materiali derivati dal legno) che cita: "il legno e i materiali derivanti dal legno devono possedere un'adeguata durabilità naturale per la classe di rischio di attacco biologico prevista in servizio oppure devono essere sottoposti a un trattamento preservante adeguato."

Le definizioni delle classi di rischio di attacco biologico, assieme alla metodologia decisionale per la selezione del legno massiccio e dei pannelli derivanti dal legno appropriati alla classe di rischio, sono contenute nella UNI EN 335-2013 (Durability of wood and wood-based products - Use classes: Definitions, application to solid wood and wood-based products).

La norma definisce cinque classi di rischio che dipendono di diversi parametri ambientali. A seconda della classe di appartenenza si può verificare o meno la possibilità di incorrere in determinati fenomeni di degrado.

Le classi di rischio si dividono in:

- Classe di rischio 1, ovvero ambiente riparato, protetto dagli agenti atmosferici ($\mu \leq 20\%$). Queste condizioni garantiscono contro il rischio di attacco fungino, ma è comunque possibile un attacco da parte di insetti;
- Classe di rischio 2, ovvero ambiente riparato ma con elevata umidità dell'aria (μ ≥ 20 %).
 Può essere presente l'attacco fungino, ma è comunque possibile un attacco da parte di insetti:
- Classe di rischio 3, ovvero elementi lignei anche esposti (frequentemente $\mu \geq 20\%$). Queste condizioni non garantiscono contro il rischio d'attacco fungino e l'attacco di insetti;
- Classe di rischio 4, ovvero elementi lignei esposti anche a contatto diretto con il terreno o con l'acqua dolce oppure permanentemente esposto a l'acqua dolce. Tali condizioni generano una permanente esposizione all'attacco fungino e l'attacco da parte di insetti (termiti);
- Classe di rischio 5, ovvero elementi permanentemente esposti all'acqua salata (μ ≥ 20%).
 Attacco di organismi invertebrati marini, soprattutto in acque calde e l'attacco da parte di insetti nelle parti non immerse.

In merito a questo tema, è presente una differenza in ambito di nomenclatura e caratterizzazione tra la norma UNI EN 335 e l'Eurocodice 5. In particolare è d'obbligo fare il confronto

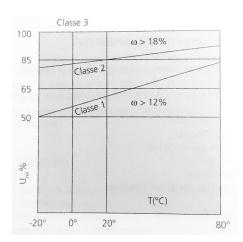


Figura 1.7: Diagramma di correlazione tra temperatura ambiente e umidità relativa per le tre classi. [7]

tra le classi di rischio utilizzate nelle norme UNI EN e le classi di servizio richiamate nell' Eurocodice 5.

Le classi di servizio per il legno strutturale sono definite in termini di temperatura ambiente e di umidità relativa dell'aria circostante.

In particolare si ha:

- Classe di servizio 1: T = 20 °C ± 2; $U_{rel} > 65\%$ per poche settimane all'anno($\mu \sim 12\%$);
- Classe di servizio 2: $T=20\,^{\circ}\text{C}\pm2; U_{rel}>80\%$ per poche settimane all'anno $(\mu\sim18\%);$
- Classe di servizio 3: con condizioni di umidità più elevate. [9]

Il grafico in Fig. 1.7 illustra la suddivisione in classi in funzione delle condizioni ambientali.

Al fine della progettazione, la classe di rischio 1 è correlata alla classe di servizio 1 mentre la classe di rischio 2 è correlata alla classe di servizio 2; infine le classi di rischio 3,4,5 ricadono nella classe di servizio 3.

"Le specie hanno intrinsecamente una diversa durabilità di cui si deve tenere conto per progettare una idonea protezione e ottenere una adeguata durabilità." [7]

Il progetto della durabilità deve svilupparsi in base alla classe di rischio in cui si colloca l'elemento da proteggere. In Fig. 1.8 è illustrato il processo di progettazione della durabilità.

Il progetto parte dalla valutazione della classe di rischio per ogni elemento e la definizione della durabilità desiderata segue poi la scelta della specie legnosa con la sua intrinseca durabilità. Se questa è sufficiente, si procede alla verifica, mentre in caso contrario si devono valutare le azioni di protezione necessarie e le successive azioni di manutenzione. Nel caso in cui la verifica sia soddisfatta, si procede alla stesura del piano di manutenzione, altrimenti si deve ripetere più procedura.

Misure di protezione

Nel caso in cui la durabilità di un elemento non soddisfi i requisiti minimi di durabilità desiderata, occorre attuare delle misure di protezione dell'elemento. Influenzare la durabilità equivale a ridurre le azioni di degrado e/o aumentare la resistenza agli attacchi biologici tramite provvedimenti costruttivi o con l'aggiunta di elementi specifici aventi esclusiva funzione di protezione del legno.

L'aumento della resistenza al degrado può avvenire utilizzando specie legnose più resistenti (resistenza naturale) o trattando il legno.

Di seguito vengono riportate alcune metodologie atte al raggiungimento di un livello adeguato di protezione degli elementi lignei:

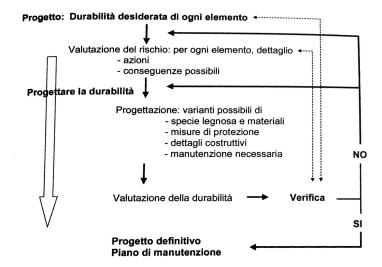


Figura 1.8: Schema del processo di progettazione della durabilità. [3]

- Utilizzo di legno resistente, derivante da specie arboree con caratteristiche intrinseche di ottima durabilità. La normativa europea definisce cinque classi di resistenza in ordine decrescente di durabilità:
 - classe 1, legno molto durabile come ad esempio il castagno;
 - classe 2, legno durabile come ad esempio la quercia;
 - classe 3, legno moderatamente durabile come ad esempio il larice;
 - classe 4, legno poco durabile come ad esempio l'abete
 - classe 5, legno non durabile come ad esempio il frassino.
- Trattamenti appositi per il legno, ovvero l'applicazione di preservanti chimici che migliorano la resistenza e riducono l'effetto delle azioni degradanti. Questi trattamenti si dividono in due categorie principali:
 - trattamenti di superficie, considerati trattamenti complementari in quanto non impediscono lo scambio d'acqua con l'ambiente, ma rendono il legno meno attrattivo per insetti;
 - impregnazione del legno, ovvero trattamenti che introducono nel legno sostanze preservanti notevolmente più efficaci in quanto impediscono lo scambio d'acqua.
- Protezione costruttiva, ovvero un insieme di azioni che hanno come scopo principale la riduzione degli effetti generati delle azioni degradanti. Le misure di protezione costruttiva si dividono a loro volta in due categorie:
 - accorgimenti costruttivi, basati sull'applicazione di alcune regole costruttive in grado di ridurre il più possibile i danni biologici;
 - misure di protezione costruttive, basate sull'eliminazione delle azioni che possono portare a un degrado biologico.

Piano di manutenzione

Nel piano di manutenzione sono contenute le indicazioni in merito alle misure da adottare durante la fase di esercizio della costruzione, in modo da assicurare la durabilità definita in fase di progetto.

Tale piano deve tenere in considerazione i seguenti fattori:

- i rischi riscontrati e procedure per monitorarne l'evoluzione;
- gli effetti presi in considerazione in fase di progettazione per controllare l'efficacia delle misure di protezione;
- le tempistiche e le modalità di ispezione:
- le attività di manutenzione ordinaria, indicate accuratamente nel programma di manutenzione.

Inoltre un altro documento fondamentale è il *programma di manutenzione* che indica accuratamente tutte le misure di manutenzione che si prevede siano necessarie durante la vita dell'opera. Il tipologia di interventi e gli intervalli che intercorrono tra essi variano in funzione di alcuni parametri, quali:

- tipologia dell'opera;
- rischi presenti;
- criterio di protezione applicato.

1.4 Proprietà meccaniche

In questa sezione del capitolo vengono trattate le proprietà meccaniche dal punto di vista generale del legno per uso strutturale in accordo con la norma EN 1995-1-1 (Eurocodice 5). In seguito tali proprietà verranno analizzate in base alle varie tipologie di legni per uso strutturale e dei materiali a base di legno.

1.4.1 Modelli costitutivi del legno massiccio e lamellare

Per la stesura di questo capitolo si fa riferimento alla normativa tecnica CNR DT 201/2005. In generale, il legame costitutivo del legno è descritto mediante modelli differenti caratterizzati da un diverso grado di approssimazione, come indicato in Fig. 1.9. Le assunzioni comuni a tutti i modelli sono:

- comportamento a trazione: per il comportamento a trazione monoassiale viene comunemente accettato il modello elastico lineare fino a rottura, caratterizzato da un diagramma rettilineo con pendenza costante $(arctgE_w)$. Nota la resistenza ultima si ricava immediatamente la relativa deformazione e viceversa;
- comportamento a compressione: il tipico diagramma tensione-deformazione relativo ad una prova di compressione monoassiale presenta generalmente un primo tratto a pendenza costante (talvolta variabile con continuità, modello di O'Halloran). Il tratto caratterizzato da deformazioni positive (trazione) e la tangente all'origine per deformazioni negative (compressione) hanno la stessa pendenza;
- modulo di elasticità normale: tale modulo è di facile determinazione in quanto rappresenta in tutti i modelli considerati (Fig. 1.9) la pendenza del tratto lineare del diagramma tensione-deformazione.

Per quanto riguarda il comportamento plastico a compressione, i tre modelli costitutivi illustrati in Fig. 1.9 meritano invece specifiche considerazioni.

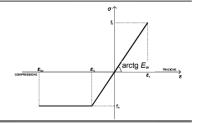
Quantitativamente si può affermare che la resistenza a trazione, valutata su provini di legno netto, presenta valori medi di 80-100 MPa (circa doppi di quella media a compressione, stimabile in 40-50 MPa). Tale notevole differenza viene interamente colmata nel passaggio al legno strutturale per il quale considerazioni statistiche sulla presenza e l'incidenza dei difetti riducono i valori citati a 10-40 MPa, per la resistenza a trazione, e a 25-40 MPa, per quella a compressione. E' interessante rilevare come la presenza di gravi difetti incida sulla resistenza

1. Modello elasto-plastico

Definizione analitica

$$\begin{split} \sigma &= E_{\rm w} \cdot \varepsilon \quad \text{per} \quad \varepsilon_{\rm c} < \varepsilon < \varepsilon_{\rm t} \\ \sigma &= f_{\rm c} \qquad \text{per} \quad \varepsilon < \varepsilon_{\rm c} \end{split}$$

Il modello è molto semplice, limitando il diagramma a un triangolo-rettangolo. Nonostante la semplificazione, il modello è ampiamente utilizzato.



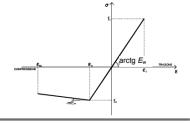
Diagramma

2. Modello di Bazan

Definizione analitica

$$\begin{split} \sigma &= E_{\rm w} \cdot \varepsilon & \text{per} \quad \varepsilon_{\rm c} < \varepsilon < \varepsilon_{\rm t} \\ \sigma &= f_{\rm c} + m \cdot E_{\rm w} \cdot \left(\varepsilon - \varepsilon_{\rm c}\right) & \text{per} \quad \varepsilon < \varepsilon_{\rm c} \end{split}$$

Il modello è più completo rispetto al precedente, senza tuttavia perdere i vantaggi della semplicità legati alla linearità. Una difficoltà è rappresentata dalla definizione del coefficiente m<0 che caratterizza la pendenza del tratto plastico ad incrudimento negativo (comportamento softening).



Diagramma

3. Modello di O'Halloran

Definizione analitica

$$\begin{split} \sigma &= E_{\mathbf{w}} \cdot \varepsilon & \text{per} \quad 0 < \varepsilon < \varepsilon_{\mathbf{t}} \\ \sigma &= A \cdot \left| \varepsilon \right|^{\mathbf{n}} + E_{\mathbf{w}} \cdot \varepsilon & \text{per} \quad \varepsilon_{\mathbf{cu}} < \varepsilon < 0 \end{split}$$

Tra quelli qui riportati, il modello fornisce la migliore descrizione del comportamento reale del legno a fronte di una relativa maggiore complessità del ramo a compressione, la cui definizione richiede l'assegnazione dei due parametri A>0 e n>0.

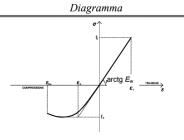


Figura 1.9: Modelli costitutivi del legno massiccio e lamellare. [10]

	Descrizione del collasso	Condizione	Diagramma
1	Rottura fragile nella zona tesa con relazione momento- curvatura lineare fino alla crisi.	η < 1	1g
2	Rottura in zona tesa successiva alla plasticizzazione in zona compressa e spostamento dell'asse neutro verso il basso. La relazione momento-curvatura si discosta dall'andamento lineare.	$\eta \ge 1$	ÎM 1g
3	Rottura in zona tesa ma con maggiore duttilità dovuta alla plasticizzazione della sezione. Il diagramma momento-curvatura presenta un breve tratto discendente (softening).	$\eta > 1$	1/4 1/4
4	Rottura in zona compressa con grande duttilità dovuta alla notevole plasticizzazione della sezione. Il diagram- ma momento-curvatura mostra un evidente tratto di- scendente.	η >> 1	The state of the s

Figura 1.10: Principali modalità di rottura del legno sottoposto a flessione semplice. [10]

a trazione del materiale ancor più che su quella a compressione, tanto che le normative vigenti considerano molto prossimi i due valori.

Analizzando il comportamento a rottura di un elemento di legno inflesso si osserva che la modalità di rottura dipende principalmente da:

- rapporto tra la resistenza ultima a trazione f_{tu} e quella a compressione f_{cu} ; tale rapporto è definito $\eta = \frac{f_{tu}}{f_{cu}}$;
- dalla non linearità allo S.L.U a compressione del legno;
- dal volume di materiale sottoposto a trazione, proporzionale alla probabilità di coinvolgere difetti locali in grado di innescare una crisi anticipata.

Le principali modalità di rottura del legno sottoposto a flessione semplice sono riportate in Fig. 1.10, interpretabili maggiormente nel diagramma momento-curvatura $M-\frac{1}{r}$ in cui si intuisce facilmente se la rottura è di tipo fragile o duttile.

1.4.2 Modellazione meccanica del materiale

!!!!!!!(piazza_holzabau) Il legno deve essere considerato come un materiale fortemente anisotropo. Considerando un tronco d'albero si deve effettuare una prima semplificazione, ovvero lo si considera come un insieme di pareti cilindriche concentriche avente simmetria cilindrica (asse cilindrico coincidente con asse midollare del tronco).

Se ora si considera un cubo di materiale sufficientemente piccolo e non più un tronco intero, prelevato a una certa distanza dall'asse e chiamate L,R,T le tre direzioni anatomiche fondamentali si deve introdurre un'ulteriore semplificazione, ovvero gli anelli di accrescimento sono sostituiti da strati piani, come illustrato in Fig. 1.11.

Queste semplificazioni risultano meno influenti quanto più l'elemento è prelevato in lontananza dall'asse midollare. Di conseguenza gli errori di modellazione saranno massimi per tavole con presenza di midollo e minimi per tavole ricavate a una certa distanza da esso.

Considerando questa ipotesi, il materiale è localmente schematizzabile come materiale *ortotropo* rispetto ai tre piani coincidenti alle direzioni anatomiche fondamentali, comportando una semplificazione nella matrice di rigidezza che descrive il legame costitutivo del materiale.

Infatti un materiale ortotropo è descritto da una matrice in cui solo 9 dei 36 termini sono costanti indipendenti, invece dei 21 parametri nel caso di materiale anisotropo generico.

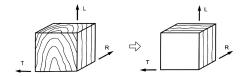


Figura 1.11: Ipotesi semplificativa per il materiale. [3]

Tabella 1.1: Moduli di Poisson per legno di conifera e latifoglia. [11]

Coefficiente di Poisson	Conifere	Latifoglie
ν_{LR}	0.37	0.37
$ u_{LT}$	0.42	0.50
$ u_{RT}$	0.47	0.67
$ u_{TR}$	0.35	0.33
$ u_{RL}$	0.041	0.044
$ u_{TL}$	0.033	0.027

"In seguito si riporta la legge di Hooke generalizzata nel caso di materiale ortotropo (matrice di cedevolezza), utilizzando i moduli di elasticità ed i coefficienti di Poisson." [3]

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{L} \\ \varepsilon_{R} \\ \varepsilon_{T} \\ \gamma_{RT} \\ \gamma_{LR} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{L}} & -\frac{\nu_{RL}}{E_{R}} & -\frac{\nu_{TL}}{E_{T}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_{L}} & \frac{1}{E_{R}} & -\frac{\nu_{TR}}{E_{T}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_{L}} & -\frac{\nu_{RT}}{E_{R}} & \frac{1}{E_{T}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_{L} \\ \sigma_{R} \\ \sigma_{T} \\ \tau_{LT} \\ \tau_{LR} \end{bmatrix}$$
(1.3)

avendo che:

$$\frac{\nu_{RL}}{E_R} = \frac{\nu_{LR}}{E_L}; \quad \frac{\nu_{TL}}{E_T} = \frac{\nu_{LT}}{E_L}; \quad \frac{\nu_{TR}}{E_T} = \frac{\nu_{RT}}{E_R}$$

$$\tag{1.4}$$

Analizzando i valori sperimentali dei coefficienti di Poisson e dei moduli di elasticità per le diverse specie, si evince che la simmetria matriciale è ragionevolmente rispettata.

Nella Tab.1.1 sono riportati i valori dei coefficienti di Possion per legno di latifoglia e conifera, dove questi valori sono stati ricavati da Bodig e Jayne nel 1982. Nella Tab.1.2 sono invece indicati i moduli di elasticità nelle tre direzioni anatomiche fondamentali e i moduli di elasticità tangenziale per alcune specie legnose, sempre ricavate sperimentalmente da Bodig e Jayne.

I valori riportati per le caratteristiche meccaniche del legno consentono una ulteriore ipotesi semplificativa, ovvero quella che permette il riferimento a una unica direzione "trasversale", confondendo le direzioni anatomiche trasversali R e T.

Tabella 1.2: Moduli elastici di differenti specie legnose. [11]

Materiale	Modu	ılo E [C	GPa]	Mod	ulo G [GPa]
	E_L	E_R	E_T	G_{LR}	G_{LT}	G_{RT}
Abete rosso	11.71	0.83	0.49	0.70	0.66	0.07
Larice	14.13	1.05	0.69	0.84	0.78	0.09
Faggio	13.06	1.31	0.68	1.01	0.75	0.25
Betulla	15.25	1.26	0.64	0.97	0.72	0.24

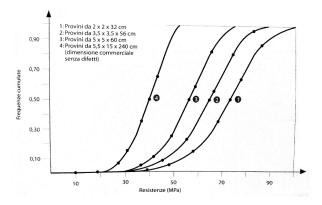


Figura 1.12: Insieme di prove effettuate dal Centro Universitario delle Scienze di Clarmont-Ferrand. [12]

Con tale semplificazione il materiale viene quindi caratterizzato da due orientazioni, quella longitudinale (parallela alla fibra) e in seguito indicata con il pedice 0, e quella a essa ortogonale, indicata con il pedice 90.

Si ottiene dunque quindi un materiale caratterizzato elasticamente, dai moduli di elasticità normali E_0 e E_{90} e da quello tangenziale G.

Analogo discorso vale per le resistenze, in quanto saranno sempre caratterizzate dai pedici 0 o 90 a seconda della direzione considerata.

1.4.3 Resistenza del legno

Le resistenze del legno alle diverse sollecitazioni devono essere stabilite tramite prove di resistenza seguendo le prescrizioni imposte dalle normative europee, prima tra tutte l'Eurocodice 5.

Tali resistenze sono caratterizzate da una notevole variabilità, in quanto variano in base a:

- tipo di sollecitazione;
- direzione in cui tale resistenza è misurata (direzione ortogonale o parallela alle fibre);
- forma e dalle dimensione dei campioni con cui si effettuano le prove di resistenza;
- presenza o meno di difetti all'interno della matrice legnosa.

Importanti e non trascurabili sono gli effetti del provino su cui si effettuano le prove di resistenza. In particolare analizzando la Fig. 1.12, si intuisce che con l'aumento delle dimensioni del campione testato si verifica una diminuzione della resistenza del materiale. Tale effetto è denominato effetto scala.

Questo particolare comportamento alla variazione della dimensione del provino si riscontra non solo nel legno, ma anche negli altri materiali.

I valori di resistenza ottenuti dalle varie prove sono sempre caratteristici, ovvero tali valori si basano sull'ipotesi di avere un frattile del 5%. In altre parole, testando n campioni di materiale in una delle diverse prove di resistenza, solo per il 5% di questi si otterranno valori di resistenza inferiori al valore caratteristico.

Per ottenere i valori di progetto (o design) partendo dai valori caratteristici sarà sufficiente dividere il valore di resistenza caratteristico per dei coefficienti di sicurezza. Analogamente a quanto previsto dalla normativa italiana NTC 08, per i materiali tradizionalmente utilizzati in ambito edilizio, come acciaio e calcestruzzo.

In generale si riportano i dati ottenuti dalle prove in grafici tensione-deformazione che ci permettono di capire in che modo il legno si comporta (o il materiale generico) a seconda della deformazione, ricavando così i legami costitutivi discussi nel paragrafo 1.4.1.

Resistenza a trazione

Per poter utilizzare un determinato legno è necessario determinare in maniera sperimentale, tramite prove standardizzate di trazione, le seguenti resistenze:

- la resistenza caratteristica a trazione in direzione parallela alle fibre f_{t0k} : questa tensione è direttamente collegata alla resistenza delle fibre del legno e il collasso del legno avviene quando si ha lo snervamento delle fibre.
- la resistenza caratteristica a trazione in direzione perpendicolare alle fibre f_{t90k} : in direzione ortogonale alla fibratura non si ha più questa dipendenza diretta con la resistenza delle fibre, ma tale resistenza dipende direttamente dal collante. Per questa sollecitazione il collasso avviene a causa del distacco delle fibre e non per il loro snervamento, motivo per cui f_{t90k} è sempre inferiore rispetto a f_{t0k} .

Le resistenze a trazione vengono determinate tramite la prova di trazione. Tale prova è del tutto analoga a quella utilizzata per determinare la resistenza degli acciai dove cambiano le dimensioni del provino in quanto la sezione trasversale di esso deve essere rettangolare e il lato maggiore del rettangolo deve essere 600 mm per il legno lamellare e 150 mm per il legno massiccio. La forma del provino è sempre a osso di cane.

Resistenza a compressione

La resistenza a compressione viene determinata tramite la prova a compressione e anche in questo caso dovrà essere valutata nella direzione delle fibre ed ortogonalmente ad esse. In particolare si otterrà:

- la resistenza caratteristica a compressione in direzione parallela alle fibre f_{c0k} : tale resistenza nel legno è particolarmente elevata, in quanto per un elemento di legno sollecitato a compressione si creano tante instabilizzazioni per carico di punta delle fibre.
- la resistenza caratteristica a compressione in direzione perpendicolare alla fibra f_{c90k} : tale resistenza è inevitabilmente inferiore alla precedente, in quanto la compressione in tale direzione comporta lo schiacciamento delle fibre e del collante che assieme si comportano come un multistrato di fibre con strati di gomma interposti.

La prova a compressione consiste nell'applicare un carico uniforme affinché avvenga la rottura del campione cubico di legno. I campioni di materiale devono essere testati in condizioni standardizzate, in particolare il legno deve avere un umidità μ del 15%.

Resistenza a flessione

Analogamente alle precedenti, la resistenza a flessione dipende in gran parte dalla direzione in cui è applicato il momento flettente rispetto la direzione della fibratura dell'elemento ligneo.

Anche in questo caso dunque si differenzieranno due resistenze (si fa riferimento alla tensione di snervamento della fibra più sollecitata):

- resistenza caratteristica rispetto a un momento flettente agente attorno l'asse y (piano z) f_{myk} ;
- resistenza caratteristica rispetto a un momento flettente agente attorno l'asse z (piano y) f_{mzk} .

Analizzando le due resistenze, si intuisce che se la direzione delle fibre coincide con la direzione dell'asse del provino (ovvero il momento flettente sollecitante produce stati di tensione nella direzione delle fibre) la resistenza a flessione è direttamente correlata con la resistenza a compressione e a trazione delle fibre alle estremità della sezione.

Al contrario se il momento flettente produce stati tensionali che hanno direzione perpendicolari alle fibre, il collasso avverrà per distaccamento dei fasci di fibre poste nella zona tesa del provino, comportandone la rottura netta in due parti distinte. Risulta dunque scontato dire che la resistenza a flessione che genera stati di trazione e compressione nella direzione delle fibre sarà maggiore rispetto alla resistenza che genera tensioni in direzione ortogonale alle fibre. Una delle prove ammesse dalle normative per la determinazione della resistenza a flessione è la prova a flessione statica.

Tale prova si effettuata su un provino disposto in modo che le fibre abbiano la direzione delle tensioni indotte dal momento flettente. Il campione sottoposto a flessione ha dimensioni standardizzate dalla forma di un parallelepipedo allungato. Esso viene sollecitato da una forza concentrata e posizionata in mezzeria che aumenta gradualmente fino al collasso, ottenendo così la tensione di rottura della fibra estrema.

Resistenza a taglio

A differenza delle precedenti, la resistenza a taglio nella direzione delle fibre assume valori molto bassi. Ciò è dovuto al fatto che la resistenza dipende direttamente dalla forza del collante a resistere allo scorrimento degli strati fibrosi. Tale forza è molto contenuta.

Al contrario, la resistenza a taglio nella direzione perpendicolare alle fibre è elevata, in quanto il collasso a taglio deve interessare i fasci fibrosi del legno.

In generale si fa riferimento a un unico valore di resistenza al taglio, ovvero quella nella direzione perpendicolare alle fibre, indicata come resistenza caratteristica al taglio f_{vk} .

Capitolo 2

Soluzioni costruttive

Come detto in precedenza il legno presenta un'ottima efficienza strutturale. Un parametro utile per individuarne la sua efficienza può essere dato dal rapporto tra la resistenza a compressione f e la massa volumica ρ . In Tab 2.1 si riportano alcuni di questi rapporti per diversi materiali da costruzione. Valori alti del rapporto f/ρ rappresentano una buona efficienza in termini di resistenza. Analizzando i dati in tabella si evince che il legno ha una efficienza notevolmente superiore all'usuale calcestruzzo ed è circa paragonabile all'acciaio. L'utilizzo del legno consente quindi di alleggerire molto le strutture comportando numerosi benefici, primo tra tutti, un vantaggio in ambito sismico.

"Gli elementi strutturali, fabbricati in officina, vengono poi trasportati in cantiere pronti per la posa in opera. A questo proposito giova ricordare che il trasporto, grazie al basso rapporto $\frac{\rho}{f}$, viene ad avere un'incidenza di costo inferiore rispetto il trasporto di elementi in calcestruzzo." [14]

Per le costruzioni di legno, il calcolo delle strutture è regolamentato della norma nazionale D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 2008. Nel capitolo 4.4 dal titolo Costruzioni civili e industriali in legno, sono indicati i principi fondamentali, i metodi di verifica e le grandezze di riferimento per il controllo e l'utilizzo di strutture portanti in legno strutturale realizzati con elementi in legno massiccio o con prodotti a base di legno.

Il legno utilizzato nelle strutture deve rispondere ai requisiti indicati nel capitolo 11.7, *Materiali prodotti a base di legno* delle *NTC 2008*. Inoltre prima della messa in opera di ogni elemento, tutto il legno impiegato deve essere classificato secondo la sua resistenza.

Per alcuni aspetti non trattati nelle NTC 2008 si deve fare riferimento alle norme UNI EN 1995 ovvero l'Eurocodice 5.

L'Eurocodice 5 è la norma emanata dalla comunità europea per quanto riguarda la progettazione di edifici realizzati in legno e in materiali a base di legno. Tale norma a sua volta è suddivisa nella EN 1995-1 per la progettazione in generale e nella EN 1995-2 per la progettazione di ponti.

Tabella 2.1: Alcuni rapporti f/ρ per diversi materiali. [13]

Materiale	$f/\rho~[\mathrm{kPa/kg}]$
Legno netto	~ 180
Legno massiccio (C24)	~ 63
Legno lamellare (GL36)	~ 70
Acciaio	~ 55
calcestruzzo	~ 10

2.1 Legno massiccio

Gli elementi strutturali a sezione rettangolare in legno massiccio, di cui un esempio in Fig.2.1, devono essere classificati secondo la resistenza, basata su specifiche normative conformi alla norma UNI EN 14081-1-2016 [15].



Figura 2.1: Esempio di trave rettangolare con smussi in legno massiccio.

Ogni elemento in legno massiccio deve essere necessariamente classificato. La classificazione può avvenire seguendo due metodologie: a vista o a macchina. Agli elementi in legno strutturale classificati, in altre parole, si assegna un profilo resistente con specifiche caratteristiche fisicomeccaniche.

Di seguito si analizzano brevemente le due metodologie di classificazione:

- la classificazione a vista consiste nell'assegnazione di una classe di resistenza agli elementi lignei a sezione rettangolare in base a osservazioni visive. Essa è basata sull'individuazione dei difetti, ovvero: determinazione della tipologia e del numero di nodi, analisi dell'ampiezza degli anelli di accrescimento, presenza di fessurazioni radiali da ritiro, presenza di deformazione nell'elemento (svergolamento), esistenza di attacchi da funghi e insetti ...;
- la classificazione a macchina consiste nell'assegnazione di una classe di resistenza agli elementi lignei a sezione rettangolare in base a parametri meccanici, determinati mediante l'utilizzo di macchinari. In particolare, partendo dalla massa volumica ρ e dal modulo elastico E tramite precise relazioni, si determinano le resistenze f del legno che ci permettono di associarlo ad una determinata classe.

"La classificazione garantisce all'elemento prestazioni meccaniche minime statisticamente definite, senza la necessità di effettuare ulteriori prove, attraverso l'assegnazione del materiale in classi a seconda di prefissate caratteristiche fisico-meccaniche e della specie legnosa, ovvero le classi di resistenza." [13]

In ordine cronologico il sistema delle classi di resistenza è stato introdotto in primo luogo per i legni teneri (softwood-conifere [C]) e solo in un secondo momento per i legni duri. Il motivo principale per cui tale classificazione è stata introdotta in prima battuta solo per i legni di conifera è che tale tipologia di legni hanno profili di resistenza similari e quindi sono di facile differenziazione. All'interno della norma EN 338 [16] sono definite le classi di resistenza che vanno dalla C14 alla C50, dove il numero rappresenta il valore caratteristico della resistenza a flessione $f_{m,k}$ espresso in [MPa]. Sebbene le classi di resistenza dei legni di conifera arrivino fino alla classe C50, è difficile trovare legni di conifera in grado di essere inclusi in classi superiori alla classe C35.

In seguito sono state incluse le classi di resistenza relative ai legni duri (hardwood-latifoglie [D]) che vanno dalla D18 alla D70, ma tali tipi di legno sono un gruppo sostanzialmente diverso e di fatto alcune specie sono declassate in modo che le proprietà siano in accordo con la classe di resistenza nel quale sono collocate.

Le latifoglie di solito sono scelte in base ad altre caratteristiche oltre alla loro resistenza, per esempio caratteristiche di durabilità o visive. Pertanto è usuale indicare, oltre alla classe di resistenza voluta, la scelta di una particolare specie legnosa nelle specifiche del materiale.

Per il legno massiccio, partendo dal valore caratteristico della resistenza a flessione $f_{m,k}$ e dal valore medio del modulo di elasticità parallelo alle fibre $E_{0,mean}$, si è in grado di determinare le altre caratteristiche meccaniche.

Proprietà	Relazione
Flessione (valore di rif.)	$f_{m,k}$ [MPa]
Trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,k} = 0.6 f_{m,k}$
Trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,k} = min(0.6; 0.015 f_{m,k})$
Compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,k} = 5 f_{m,k}^{0.45}$
Taglio	$f_{v,k} = min(3.8; 0.2 f_{m,k}^{0.8})$
Moduli elastico caratteristico 5%	$E_{0,k} = 0.67 E_{0,mean}$
Modulo elastico perpendicolare alla fibra medio	$E_{90,mean} = E_{0,mean}/30$
Modulo elastico a taglio	$G_{mean} = E_{0,mean}/16$

Tabella 2.2: Relazioni che permettono di determinare le proprietà meccaniche per le conifere. [13]

Noti quindi, $f_{m,k}$ e $E_{0,mean}$ è possibile tramite le relazioni in Tab 2.2, definite dalla norma UNI EN 338 [16], determinare le altre proprietà meccaniche del legno. In particolare le relazioni riportate valgono unicamente per i legni di conifera.

In Tab 2.3 si riporta un estratto della nuova EN 338:2016 in cui sono definite le classi di resistenza e i profili resistenti (unificati a livello europeo) relativi alle conifere, mentre in Tab 2.4 sono illustrate le classi di resistenza relative alle latifoglie.

Per quanto riguarda le tipologie di legnami esclusi nelle normative vigenti, anche se non definiti i profili resistenti, è possibile attribuire loro una classe di resistenza. La determinazione di tale classe deve basarsi su una serie di prove sperimentali, in accordo con la norma UNI EN 384-2010 [17].

Al fine di progettare strutture in legno, risultano necessarie diverse conoscenze. In particolare il progetto e la verifica si basano sulla conoscenza dei valori di resistenza, modulo elastico e massa volumica del legno. Senza tali parametri non è possibile effettuare alcuna verifica degli elementi strutturali, quindi risulta indispensabile la scelta della classe di resistenza del legno a cui è correlato un preciso profilo resistente. In definitiva il progettista dell'opera è tenuto a indicare la classe di resistenza scelta per la realizzazione di ogni singolo elemento strutturale.

Ne consegue che il produttore e/o il fornitore dovranno garantire le caratteristiche del legno in modo che esso ricada nella classe di resistenza definita dal progettista. Infine il direttore dei lavori è tenuto a far eseguire ulteriori prove di accettazione sui singoli materiali. Le procedure di scelta e controllo del legno strutturale sono regolamentate nelle NTC 2008.

Analizziamo brevemente, e in maniera del tutto generale, i vantaggi e gli svantaggi nell'utilizzo di elementi in legno massiccio. In particolare si avranno i seguenti vantaggi:

- una notevole leggerezza degli elementi che, più che un vantaggio relativo agli elementi in legno massiccio, è una caratteristica del legno in generale;
- si avrà facilità di impiego e di montaggio degli elementi in quanto il loro utilizzo non richiede particolari attenzioni ed accorgimenti;
- un'elevata lavorabilità, ovvero all'occorrenza un elemento in legno massiccio può essere lavorato con notevole facilità;
- in termini di economicità, relazionati a:
 - costi di trasporto;
 - costo dei mezzi di sollevamento;
 - incidenza sui costi delle opere di fondazione.
- elementi dall'importante valenza estetica.

Tabella 2.3: Classi di resistenza per legno di conifera. [16]

					00	nifere -	Conifere - Classi "C"	Ç,					
	Classi	C14	C16	C18	C20 C22	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenza $[MPa]$													
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	7.2	%	10	11.5	13	14.5	16.5	19	22.5	26	30	33.5
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.5	2.7	2.7	2.8	2.9	3.0
Taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
Moduli Elastici $[GPa]$													
Modulo elastico medio parallelo	$E_{0,mean}$	7.0	8.0	9.0	9.5	10.0	11.0	11.5	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0
Modulo elastico parallelo 5%	$E_{0,k}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.1	10.7
Modulo elastico medio perpendicolare	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
Modulo elastico a taglio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Densità $[kg/m^3]$													
Massa volumica 5%	$ ho_k$	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Massa volumica media	$ ho_{mean}$	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520

Tabella 2.4: Classi di resistenza per legno di latifoglia. [16]

						Lat	ifoglie	Latifoglie - Classi "D"	i "D"						
	Classi	D18	D24	D27	D30	D35	D40	D45	D20	D55	D90	D65	D70	D75	D80
Resistenza $[MPa]$															
Flessione	$f_{m,k}$	18	24	27	30	35	40	45	50	55	09	65	70	75	80
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	11	14	16	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	9.0	9.0	9.0	0.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	18	21	22	24	25	27	29	30	32	33	35	36	37	38
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	4.8	4.9	5.1	5.3	5.4	5.5	5.8	6.2	9.9	10.5	11.3	12.0	12.8	13.5
Taglio	$f_{v,k}$	3.5	3.7	3.8	3.9	4.1	4.2	4.4	4.5	4.7	4.8	5.0	5.0	5.0	5.0
Moduli Elastici $[GPa]$															
Modulo elastico medio parallelo	$E_{0,mean}$	9.2	10.0	10.5	11.0	12.0	13.0	13.5	14.0	15.5	17.0	18.5	20.0	22.0	24.0
Modulo elastico parallelo 5%	$E_{0,k}$	8.0	8.4	<u>«</u>	9.2	10.1	10.9	11.3	11.8	13.0	14.3	15.5	16.8	18.5	20.2
Modulo elastico medio perpendicolare	$E_{90,mean}$	0.63	0.67	0.70	0.73	0.80	0.87	0.90	0.93	1.03	1.13	1.23	1.33	1.47	1.60
Modulo elastico a taglio	G_{mean}	0.59	0.63	0.66	0.69	0.75	0.81	0.84	0.88	0.97	1.06	1.16	1.25	1.38	1.50
Densità $[kg/m^3]$															
Massa volumica 5%	ρ_k	475	485	510	530	540	550	280	620	099	200	750	800	850	006
Massa volumica media	$ ho_{mean}$	570	580	610	640	650	099	200	740	790	840	006	096	1020	1080

Tuttavia l'impiego di tali elementi in legno massiccio comporta alcuni svantaggi che spesso ne precludono l'utilizzo. In particolare:

- sono contraddistinti da una minore affidabilità, in termini di:
 - incertezza nella determinazione delle condizioni del materiale (nodi, fessure);
 - variabilità delle condizioni nel tempo.
- esistono limiti d'impiego condizionati dalla reperibilità di elementi lignei di determinate dimensioni.

"Questi fattori negativi rendono il legno massiccio tradizionale un materiale di fatto poco adatto ad un processo industrializzato nell'edilizia, motivo per cui il suo utilizzo è limitato a componenti di piccole dimensioni o casi particolari." [18]

2.2 EWP

Come visto in precedenza, le sezioni di legname massiccio sono di dimensioni e qualità limitate. "Le dimensioni maggiori delle sezioni disponibili sono 75 mm di spessore per 225 mm di larghezza e la lunghezza di tali elementi non supera i 5 m. Qualsiasi sezione di dimensioni più grandi sarebbe soggetta a difetti di stagionatura." [19]

L'avvento di nuove tecnologie ha portato lo sviluppo di nuovi prodotti che prendono il nome di EWP, ovvero *Engineered wood product*.

Gli EWP sono stati sviluppati con l'obiettivo di superare le limitazioni imposte dagli elementi in legno massiccio. Ciò è stato possibile combinando elementi lignei con prodotti adesivi, sfruttando le proprietà favorevoli di ciascun materiale. La combinazione di questi due materiali ha dato origine a una moltitudine di forme di cui le principali utilizzate in ambito edilizio sono:

- Legno lamellare (Glue-Lam);
- Panelli a tavole incrociate (X-Lam);
- OSB (Oriented strand board);
- LVL (Laminated veneer lumber).

2.2.1 Legno lamellare

Molti paesi, in particolar modo Germania, Austria, Paesi scandinavi e i Paesi dell'America settentrionale, hanno fatto del legno lamellare un materiale ampiamente considerato e impiegato. In tali Paesi il legno lamellare si è sviluppato in seguito a numerosi anni di ricerca e grazie alla facilità di reperimento della materia prima con cui esso si realizza. Proprio per questi motivi è in tali nazioni che sono state redatte le prime normative specifiche relative a questo prodotto.

Con il termine di legno lamellare si fa riferimento al legno lamellare incollato (anche noto come glulam), ovvero un prodotto ligneo costituito da tavole di legno sovrapposte di spessore relativamente modesto rispetto allo spessore dell'elemento finito, che vengono unite tra loro utilizzando dei prodotti adesivi in modo da formare una sezione composta in grado di garantire nel tempo resistenza e durabilità.

"Il materiale che ne risulta si differenzia dal legno strutturale, non tanto per le proprietà meccaniche in senso stretto, quanto per la sua potenzialità in relazione alle strutture realizzabili." [18]

Infatti il legno lamellare presenta gli stessi aspetti del legno massiccio ma ne elimina o quanto meno ne riduce gli svantaggi, ovvero:

• l'incertezza nelle condizioni del materiale (nodi, fessure) viene meno in quanto ogni singolo elemento ligneo viene accuratamente controllato prima di entrare a far parte del processo produttivo e le imperfezioni vengono rimosse onde evitare ogni tipo di incertezza. In aggiunta, nel corso della filiera produttiva vengono effettuate prove di resistenza meccanica su diversi campioni;

2.2. EWP 25

 i limiti d'impiego, dovuti alle dimensioni della materia prima, non sussistono più in quanto la produzione del legno lamellare deriva da un processo industriale di incollaggio in ogni direzione:

- longitudinale, per ottenere elementi di lunghezza maggiore sfruttando la tecnica di giunzione di testa. Tale tecnica consente l'utilizzo di tavole di qualunque lunghezza e qualità. Non ci si preoccupa più della qualità del legno di partenza in quanto, le singole tavole possono essere lavorate al fine di eliminarne le imperfezioni. Proprio per questo motivo è possibile utilizzare anche tavole ricavate da segati di scarto;
- trasversale, per ottenere elementi di qualunque altezza in funzione al numero di tavole sovrapposte. Inoltre il glulam consente la realizzazione di elementi a sezione variabile, il che consente maggiore efficienza e quindi un'ottimizzazione della materia prima.

Un ulteriore vantaggio nell'utilizzo di tavole di dimensioni ridotte, che successivamente vengono incollate, è che con tali elementi è possibile controllare l'essiccazione in maniera piuttosto semplice impedendo così la formazione di ulteriori fessurazioni da ritiro.

Esistono unicamente delle limitazioni di tipo strumentale, ovvero limitazioni imposte dalle dimensioni delle macchine atte alla realizzazione del legno lamellare e dalle dimensioni degli stabilimenti di produzione.



Figura 2.2: Esempio di trave lamellare.

"Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato devono essere prodotti in conformità alla norma UNI EN 14080-2013 [20] e l'attribuzione delle classi di resistenza, secondo la norma UNI EN 1194 [21], può essere effettuata sulla base delle proprietà delle lamelle componenti o sulla base dei risultati di prove sperimentali." [13]

Come già descritto, il legno lamellare viene prodotto incollando in strati sovrapposti più tavole di legno. Quando tutti i tavolati componenti l'intera altezza dell'elemento sono della medesima classe di resistenza, il legno lamellare viene definito omogeneo (h), mentre se la sezione è realizzata con lamelle di diverse classi di resistenza o diverse specie lignee, viene definito combinato (c).

In Tab.2.5 si riportano i profili resistenti per le classi di resistenza, secondo la norma UNI EN 1194 [21]. Si noti che per il legno lamellare la sigla della classe di resistenza è GL (glulam).

Come nel caso del legno massiccio, le proprietà meccaniche del legno lamellare omogeneo possono essere ricavate mediante calcolo numerico, partendo dalle proprietà delle singole lamelle. In particolare, partendo dalla resistenza a trazione parallela $f_{t,0,l,k}$, dal modulo di elasticità medio parallelo $E_{0,l,mean}$ e dalla massa volumica caratteristica $\rho_{g,k}$ delle lamelle, si è in grado di ricavare direttamente gli altri parametri meccanici dell'elemento intero.

Nella Tab. 2.6, dove sono riportate tali relazioni, si nota che il pedice g sotto i vari parametri meccanici, indica che ci si riferisce all'elemento globale e non alle caratteristiche della lamella.

Per il legno lamellare combinato valgono le medesime relazioni in Tab. 2.6, con l'accorgimento che si devono rispettare alcune prescrizioni nella composizione della sezione trasversale

dell'elemento. In particolare le lamelle migliori devono essere poste alle estremità e il numero di tali lamelle sia tale che la loro altezza sia maggiore di $\frac{1}{6}$ dell'altezza dell'elemento.

Al fine di progettare un elemento in legno lamellare, il progettista deve conoscere i valori di resistenza del materiale, i moduli elastici e la massa volumica che caratterizzano il profilo resistente della classe di resistenza scelta.

Analogamente a quanto detto per il legno massiccio, il progettista dell'opera è tenuto a indicare la classe di resistenza scelta per la realizzazione di ogni singolo elemento strutturale.

Produzione

Entriamo brevemente nel merito del processo produttivo del legno lamellare. Per la sua produzione, in Italia vengono ordinariamente impiegati legni di conifera, ma in realtà non esistono limitazioni sul tipo di legno purché compatibile con la colla con cui verrà successivamente impregnato.

Le tavole di legno che costituiscono la matrice dell'elemento globale sono di dimensioni standardizzate a seconda del Paese produttore. La normativa tedesca per esempio prevede che lo spessore t della singola tavola sia compreso tra i 6 e i 33 mm, mentre la norma europea EN 386 fissa unicamente dei valori limite per gli spessori e per le aree trasversali delle singole tavole.

Il problema di limitare lo spessore delle tavole ha maggiore importanza quando si vanno a realizzare elementi lamellari curvilinei. Infatti lo spessore delle tavole deve essere limitato per evitare che si creino delle autotensioni, proporzionali al rapporto $\frac{t}{r}$. Risulta quindi necessario imporre delle limitazioni non solo agli spessori delle tavole, ma anche al raggio di curvatura dell'elemento.

La produzione del legno lamellare segue un determinato processo produttivo. Si inizia con una serie di operazioni atte alla preparazione delle tavole che hanno come scopo quello di garantire la stabilità geometrica e un perfetto incollaggio nelle fasi successive. Infatti in questa fase occorre garantire una distribuzione quasi uniforme dell'umidità nelle varie tavole che andranno a comporre l'elemento. L'umidità che dovrà essere presente all'interno delle tavola dipende da diversi fattori, quali:

- la specie di legno utilizzata;
- la tipologia di colla impiegata nell'unione delle tavole;
- i successivi trattamenti a cui verrà sottoposto l'elemento.

I tavolati devono quindi subire un opportuno processo di essiccazione artificiale al fine di portare l'umidità degli elementi lignei alle condizioni volute. Effettuata l'essiccazione, poiché il tasso di umidità non è uniforme al loro interno, i tavolati vengono posti in un ambiente controllato in modo che il valore di umidità relativa si regolarizzi e solo in seguito vengono sottoposti alle ulteriori fasi lavorative.

Al momento dell'incollaggio è necessario inoltre verificare l'umidità delle tavole che deve essere compresa tra il 10% e il 15%. Tale verifica è fondamentale in quanto è ammessa una differenza massima del 2% di umidità tra le tavole adiacenti.

Di seguito si riportano brevemente le fasi del processo produttivo del legno lamellare. Generalmente la produzione avviene prima in senso longitudinale, ovvero si creano le lamelle che andranno a comporre l'elemento in legno lamellare. Tali lavorazioni in ordine temporale sono:

- la prepiallatura delle tavole;
- la verifica dell'umidità, controllata per ogni componente in modo che risponda ai requisiti imposti;

 $^{^{1}}t$: spessore della tavola; r: raggio di curvatura della stessa

Tabella 2.5: Classi di resistenza per legno lamellare di conifera. [21]

			Le	Legno lamellare - Classi "GL"	lare - Cla	ssi "GL"			
	Classi	GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32c	GL36h	GL36c
Resistenza $[MPa]$									
Flessione	$f_{m,g,k}$	24	24	28	28	32	32	36	36
Trazione parallela	$f_{t,0,q,k}$	16.5	14.0	19.5	16.5	22.5	19.5	26.0	22.5
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,g,k}$	0.40	0.35	0.45	0.40	0.50	0.45	09.0	0.50
Compressione parallela	$f_{c,0,g,k}$	24.0	21.0	26.5	24.0	29.0	26.5	31.0	29.0
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,g,k}$	2.7	2.4	3.0	2.7	3.3	3.0	3.6	3.3
Taglio	$f_{v,g,k}$	2.7	2.2	3.2	2.7	3.8	3.2	4.3	3.8 8.
Moduli Elastici $[GPa]$									
Modulo elastico medio parallelo	$E_{0,g,mean}$	11.6	11.6	12.6	12.6	13.7	13.7	14.7	14.7
Modulo elastico parallelo 5%	$E_{0,g,k}$	9.4	9.4	10.2	10.2	11.1	11.1	11.9	11.9
Modulo elastico medio perpendicolare	$E_{90,g,mean}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
Modulo elastico a taglio	$G_{g,mean}$	0.72	0.59	0.78	0.72	0.85	0.78	0.91	0.85
Densità $[kg/m^3]$									
Massa volumica 5%	$\rho_{g,k}$	380	350	410	380	430	410	450	430

 $\rho_{g,k} = 1.10 \overline{\rho_{l,k}}$

Proprietà	Relazione
Flessione	$f_{m,g,k} = 7 + 1.15 f_{t,0,l,k}$
Trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k} = 5 + 0.8 f_{t,0,l,k}$
Trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,g,k} = 0.2 + 0.015 f_{t,0,l,k}$
Compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k} = 7.2 f_{t,0,l,k}^{0.45}$
Taglio	$f_{v,g,k} = 0.32 f_{t,0,l,k}^{0.85}$
Moduli elastico caratteristico medio	$E_{0,g,mean} = 1.05 E_{0,l,mean}$
Moduli elastico caratteristico 5%	$E_{0,g,k} = 0.85 E_{0,l,mean}$
Modulo elastico perpendicolare alla fibra medio	$E_{90,g,mean} = 0.035 E_{0,l,mean}$
Modulo elastico a taglio	$G_{g,mean} = 0.065 E_{0,l,mean}$

Tabella 2.6: Relazioni matematiche tra le proprietà meccaniche del legno lamellare omogeneo e delle singole lamelle. [13]

- l'intestatura² e il controllo qualitativo del legno con l'eliminazione delle imperfezioni (nodi, fenditure, etc);
- la fresatura delle testate in modo da creare i giunti a dita, di cui un esempio in Fig. 2.3;
- infine la spalmatura della colla sul giunto, incollaggio delle tavole e successivo pressaggio.

La produzione procede poi in senso verticale, ovvero, realizzate le lamelle, si va a definire l'altezza della sezione dell'elemento. Tali lavorazioni sono:

- la stenditura della colla, tramite incollatrice a rulli o a tendina;
- l'incollaggio delle lamelle;

Massa volumica 5%

- la pressatura con impiego di presse. Le travi così realizzate rimangono in compressione per un periodo di circa 12 ore. Tale periodo dipende dal tipo di colla, dalla temperatura dell'ambiente e dalla forma della trave;
- la piallatura, che consente di dare all'elemento lo spessore finito e rende lisce le superfici;
- la finitura, ovvero il processo con il quale si realizzano le sagomature e i fori per i connettori metallici;
- infine l'impregnazione, ovvero sulla trave vengono spalmati almeno due strati di impregnante che hanno la funzione di preservare il legno.



Figura 2.3: Realizzazione di un giunto a dita. [3]

 $^{^2}$ L'intestatura è una lavorazione in cui la tavola viene tagliata verticalmente, definendone quindi la larghezza.

2.2. EWP 29

2.2.2 Pannelli a tavole incrociate (X-lam)

Fino ad ora si è parlato unicamente di EWP atti a formare travi, ma esistono anche gli elementi lignei di forma piana, ovvero i *pannelli* e in generale essi vengono classificati in base al materiale di partenza, ovvero tavolati, scaglie, fibre, ecc...

In commercio esiste una vasta gamma di tipologie di pannelli da impiegare nell'ambito delle costruzioni:

- pannelli di tavole;
- pannelli di legno compensato e multistrati;
- pannelli di fibre ad alta e media densità;
- pannelli di scaglie;
- pannelli di particelle.

Ci si concentra ora su un'unica tipologia di pannelli, ovvero i pannelli formati da tavole.

Con il tempo si sono sviluppati diversi sistemi costruttivi che si basano su questa tipologia di elementi. Tra tutti spicca maggiormente un'applicazione del legno lamellare, ovvero un pannello multistrato di legno massiccio a strati incrociati anche detto X-lam.

All'incirca trent'anni fa comparve per la prima volta in letteratura la descrizione di questo prodotto, ma solo in tempi recenti sono state rilasciate le prime omologazioni per l'uso strutturale. Il prodotto quindi di per sé non è nuovo, ma ora di innovativo si ha la dimensione in cui i pannelli vengono prodotti, il che li rende impiegabili dal punto di vista strutturale.

Gli X-lam consistono in una sovrapposizione di strati incrociati di tavole di legno incollate. In commercio si trovano elementi composti da 3 fino a 7 strati e inoltre le tavole sono unite nella direzione longitudinale da giunti a dito. In Fig. 2.4 sono rappresentati dei pannelli realizzati con questa tecnica.

"Gli X-lam accrescono enormemente le potenzialità delle costruzioni in legno. Infatti dall'elemento lineare e unidirezionale nasce, attraverso l'incollaggio di diversi strati di tavole incrociate, [...] un materiale con efficacia strutturale tanto della lastra quanto della piastra, che può essere quindi sollecitato in diverse direzioni". [22]



Figura 2.4: Esempio di pannelli X-lam.

Questi pannelli possono essere prodotti secondo due modalità:

- in questa metodologia produttiva vengono prima fabbricati i pannelli monostrato e poi incollati i vari strati di pannelli. In particolare, le singole tavole vengono incollate una all'altra lungo il lato stretto in modo da formare una superficie. Una volta che la colla si è asciugata, vengono incollati sopra e sotto gli altri pannelli;
- nella seconda metodologia produttiva, le singole tavole vengono affiancate l'una all'altra senza porvi alcun collante e solo successivamente incollate agli strati di tavole poste nella direzione ortogonale.

Tecnica costruttiva	Vantaggi	Svantaggi
Tavole adiacenti incollate	Impermeabilità al vento del prodotto finito	Possibile formazione di fessure da ritiro
Tavole affiancate	Caratteristiche meccaniche non inferiori al caso di tavole incollate - Minor costo	Superficie permeabile al vento

Esistono diversi vantaggi e svantaggi per ogni metodologia realizzativa.

Come detto in precedenza, sfruttando l'incollaggio incrociato degli starti di tavole cambia completamente la capacità strutturale, passando da un comportamento unidirezionale dell'elemento tavola ad un comportamento bidirezionale del pannello, ovvero un comportamento a lastra o a piastra a secondo di come l'elemento è caricato.

Infatti, una particolare caratteristica di questi pannelli è che sono in grado di lavorare secondo entrambi i comportamenti, ovvero lavorare come piastre se i carichi agenti sono perpendicolari al piano del pannello oppure lavorare come lastre se carichi agiscono nel piano del pannello.

Questa multifunzionalità permette agli X-lam di essere impiegati in maniera diversa come parete, soletta o copertura. Inoltre con tali pannelli si ha una notevole riduzione dei tempi di costruzione, dato che essi sono prodotti direttamente in stabilimento e devono essere solo montati in sito.

L'efficacia garantita dall'incollaggio garantisce stabilità dimensionale e di forma all'elemento e inoltre l'elevata rigidezza del pannello risulta fondamentale nell'edilizia antisismica.

2.2.3 Oriented strand board (OSB)

Sempre nella categoria dei pannelli ci ci si concentra ora su un particolare EWP che entra a far parte della categoria dei pannelli formati da particelle.

Si descrive brevemente questa categoria di prodotti. I pannelli di particelle sono oggetti piani composti da elementi di piccole dimensioni che costituiscono la parte strutturale del pannello. La resina sintetica garantisce la coesione del sistema tramite la trasmissione degli sforzi di taglio. Le particelle pur derivando direttamente dal materiale di partenza hanno caratteristiche inferiori rispetto al materiale originale, in quanto la struttura portante non è continua, ma costituita da fibre interrotte disposte con casualità.

Gli OSB, ovvero pannelli di scaglie orientate nella traduzione italiano, fanno parte nella classe dei pannelli di particelle. In questi prodotti le particelle non sono di piccole dimensioni, bensì nella direzione della fibratura hanno una lunghezza da 100 a 150 mm e una larghezza da 6 a 50 mm. Tali dimensioni riducono gli effetti negativi dovuti alla frammentazione della matrice portante all'interno del pannello, conferendo al prodotto caratteristiche meccaniche prossime al legno di partenza. Ulteriore aspetto che ne migliora le proprietà meccaniche è dovuto all'allineamento delle particelle, facilitato dalle dimensioni delle stesse.

Le fibre sono disposte su vari strati e pressate. Si ha inoltre una differente disposizione delle fibre, ovvero negli strati esterni la fibre sono disposte in senso longitudinale rispetto alla lunghezza del pannello, mentre negli strati interni le scaglie sono disposte trasversalmente.

Gli OSB sono particolarmente adatti per funzioni di sostegno sia nelle pavimentazioni sia nelle coperture, oltre ad essere ampiamente utilizzati nel rivestimento delle pareti. I pannelli OSB vengono definiti all'interno della norma UNI EN 300-2006, mentre la norma UNI EN 12369-2-2011 ne fissa i valori caratteristici. In Fig. 2.5 è rappresentato un esempio di pannello OSB dove si nota chiaramente la dimensione elevata delle particelle e il loro orientamento.

Questi pannelli presentano un'ulteriore problematica rispetto al legno massiccio e lamellare, in particolar modo esistono limitazioni per quanto riguarda le tipologie di connessioni che si possono adottare per unire più elementi. La loro struttura discontinua e le repentine transizioni tra le zone occupate dal legno e le cavità impongono che le unioni tra diversi elementi siano di tipo incollato.

2.2. EWP 31



Figura 2.5: Esempio di pannello OSB.

2.2.4 Laminated veneer lumber (LVL)

I pannelli LVL, ovvero legno laminato impiallacciato in lingua italiana, fanno sempre parte della macro-categoria degli EWP. In particolare essi sono prodotti utilizzando un insieme di lamelle finissime di legno assemblate tramite una resina adesiva. In Fig.2.6 sono raffigurati un pannello e una trave in LVL.

In Italia questo prodotto è venduto come *legno micro-lamellare* e al giorno d'oggi trova ampio utilizzo in numerosi campi. Infatti i pannelli LVL possono essere adibiti allo svolgimento di compiti strutturali, funzioni divisorie e dato il loro pregio estetico, possono essere anche utilizzati per realizzare arredamenti.

I prodotti LVL offrono numerosi vantaggi rispetto al legno massiccio, in particolare:

- durante la produzione tali prodotti subiscono un rigido processo di controllo qualità, ovvero essendo un prodotto composto in fabbrica, durante il ciclo produttivo è possibile effettuare un continuo controllo delle caratteristiche meccaniche dei singoli elementi attraverso prove sperimentali;
- sono pannelli caratterizzati da una rigidezza e una resistenza maggiori rispetto al legno massiccio. Ciò è dovuto alla presenza di micro-lamine che, opportunamente intersecate, forniscono maggiore compattezza all'elemento garantendone migliori proprietà meccaniche;
- sono prodotti contraddistinti da un'elevata flessibilità, in quanto l'utilizzo delle lamelle, e non di tavole, garantisce maggiore duttilità agli elementi.



Figura 2.6: Esempi di elementi LVL.

Capitolo 3

Edifici antisismici in legno

Per capire a fondo come si comportano gli edifici in legno sollecitati da un'azione sismica è necessario comprendere a fondo il comportamento strutturale dell'edificio.

La risposta strutturale è funzione di molte variabili, quali: le caratteristiche dei materiali, la tipologia dell'edificio, la qualità nella realizzazione dei particolari costruttivi, ...

L'osservazione dei danni manifestati sulle strutture a causa dei terremoti è indispensabile per conoscere il comportamento di un materiale sotto le azioni sismiche.

Non è possibile determinare la risposta in campo sismico di un materiale partendo unicamente dalla valutazione delle sue proprietà meccaniche. Un'analisi incentrata unicamente su questo aspetto, e non sui meccanismi di evoluzione del danno, non porterebbe a risultati significativi e potrebbe anzi creare delle incognite aggiuntive allo studio del problema.

Come per le costruzioni realizzate con materiali tradizionali, anche per le costruzioni in legno è importante raccogliere informazioni sugli eventi sismici passati e i danni che tali fenomeni hanno provocato sugli edifici in legno.

In Italia, gli edifici in legno rappresentano solo una piccolissima parte del patrimonio architettonico nazionale. In particolare, i pochi edifici realizzati in legno sono concentrati in alcune zone del territorio (principalmente zona alpina) dove la sismicità non è molto elevata. Per ciò le informazioni sui danneggiamenti e le relative osservazioni che si hanno a disposizione sono limitate sia quantitativamente sia qualitativamente.

Per superare questa carenza si tiene conto di osservazioni di danno che si basano su rilevamenti relativi a sismi avvenuti in zone molto lontane dalle nostre. In particolare si considerano informazioni relative a regioni come il Giappone e il Nord America, dove gli edifici in legno ricoprono parte importante delle tradizioni costruttive e quindi vi è presente una base di dati molto più vasta.

Nel Nord America una zona particolarmente attiva per quanto riguarda gli eventi sismici è la California. Infatti i terremoti californiani vengono ampiamente studiati nella sismologia moderna. Per quanto riguarda gli edifici realizzati in legno le osservazioni di danno mostrano che in queste zone gli edifici subiscono danni limitati a causa principalmente delle tipologie costruttive tipiche delle abitazioni in quella zona.

Risultano invece molto importanti i terremoti in Giappone in quanto gli edifici, per la loro differente tipologia costruttiva, hanno subito nel corso della storia danni rilevanti.

Le tradizioni costruttive in questa regione hanno portato lo sviluppo di edifici pesanti e con scarsa capacità di dissipazione dell'energia, caratteristica fondamentale per resistere alle azioni sismiche rilevanti.

Quest'ultima considerazione fa riflettere su come sia aleatorio attribuire ad un materiale un comportamento sismico favorevole o sfavorevole.

Infatti nel Nord America, prevalgono sistemi caratterizzati da elevata iperstaticità, grande leggerezza, intelaiature provviste di controventi e pannellature collegate a montanti e traversi da un elevato numero di connettori (chiodi). [Fig. 3.1]

"I carichi orizzontali sono ripresi dalle pareti di taglio che, per la presenza delle numerose connessioni chiodate, presentano buone caratteristiche di duttilità."[3]



Figura 3.1: Esempio di struttura tipica in legno (U.S.A).

Nel Paese del Sol Levante, invece, si hanno diverse tipologie di edifici:

- edifici pesanti, costruiti con uno schema post-and-beam, per i quali nel tempo si sono verificati notevoli danni, come si evince dalla Fig. 3.2;
- edifici leggeri, di nuova generazione che seguono il modello americano, per cui non si sono registrati danni rilevanti.



Figura 3.2: Collasso di edifici in legno con coperture pesanti tipici nella tradizione giapponese.

In definitiva, si osserva che si ha una notevole variabilità nella risposta strutturale degli edifici realizzati in passato a causa della mancata presenza di una normativa antisismica generale. Tale mancanza ha comportato: errori progettuali come sovradimensionamenti, carenze generali della struttura e gravi lacune nella realizzazione dei dettagli costruttivi.

Inoltre in passato sono state effettuate scelte progettuali totalmente inopportune che hanno generato comportamenti totalmente sfavorevoli alle azioni sismiche.

Un caso emblematico è il tipico collasso per piano soffice, configurazione considerata tra le più avverse in seguito ad azioni sismiche, responsabile del collasso di molti edifici multipiano.

Tali problematiche non sono attribuibili ad una carenza specifica delle strutture realizzate in legno. Infatti, nella storia questo tipo di collasso ha interessato edifici realizzati in diversi materiali, anche in calcestruzzo armato e acciaio.

3.1 Comportamento del legno sollecitato da azioni sismiche

Per la realizzazione di edifici in zona sismica, un materiale come il legno viene spesso considerato un ottimo materiale ma a seguito delle considerazioni precedentemente fatte va necessariamente analizzato in maniera approfondita, in modo da eliminare la componente soggettiva di tale valutazione, dovuta all'esperienza positiva del legno durante i terremoti avvenuti fino ai giorni nostri.

3.1.1 Leggerezza e resistenza

Come si è visto in precedenza, il rapporto tra la massa volumica e la resistenza è molto alto, circa pari a quello dell'acciaio, aspetto che riveste un ruolo molto importante quando si considerano le azioni sismiche.

Le strutture in legno. essendo più leggere rispetto alle strutture realizzate con altri materiali, risentono meno degli effetti delle azioni sismiche.

Un'ulteriore caratteristica favorevole del legno è relativa alle sue proprietà viscoelastiche. Le caratteristiche meccaniche variano fortemente in funzione alla durata del carico. Infatti la resistenza del legno aumenta al diminuire della durata dell'azione. Si hanno incrementi dell'ordine del 10% per carichi dalla durata di pochi minuti fino a incrementi superiori al 15% per azioni sismiche che durano 3 s.

In Fig. 3.3 è rappresentata la variazione della resistenza del legno in funzione della durata del carico.

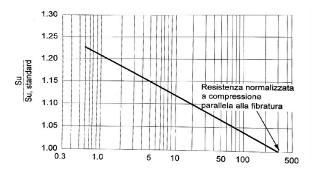


Figura 3.3: Effetto del tempo di carico sulla resistenza in direzione della fibratura del legnoprova dalla durata di 5 minuti. [23]

3.1.2 Deformabilità

Se si analizza il modulo elastico del legno in direzione parallela alla fibra, si avrà che mediamente è compreso tra gli 8 GPa e i 15 GPa. Così come la resistenza, citata precedentemente anche il modulo elastico incrementa il suo valore grazie al comportamento viscoelastico. Per carichi di breve durata, il modulo può aumentare fino al 20%, il che comporta un aumento del carico critico per instabilità dell'equilibrio.

Altro aspetto fondamentale relativo alla maggiore deformabilità rispetto agli altri materiali, è che una elevata deformabilità si traduce in un elevata flessibilità degli elementi lignei. In ambito sismico, tale flessibilità si traduce in un aumento del periodo proprio di oscillazione della struttura che comporta una minore sensibilità della struttura nei confronti dell'azione sismica, ovvero aumentando il periodo proprio dell'edificio ci si allontana dalla zona di massima amplificazione degli effetti del sisma.

3.1.3 Comportamento localmente fragile del legno

Il legno nelle tipiche dimensioni degli elementi utilizzati in ambito strutturale ha un comportamento fragile, ovvero elastico-lineare fino a rottura.

Questo comportamento è causato dalla presenza di difetti naturali al suo interno. In particolare, in prossimità di tali difetti si manifestano collassi improvvisi mentre nel resto del volume si è ancora condizioni elastiche, quindi ben al disotto del limite.

Il comportamento a rottura di tipo fragile è funzione della dimensione dell'elemento, più l'elemento è grande più il suo comportamento a rottura tenderà ad essere fragile, questo è dovuto al fatto che maggiore è il volume, maggiore è il numero di difetti presenti.

Si consideri che in ogni caso esistono all'interno del legno meccanismi a comportamento duttile, come la plasticizzazione delle fibre compresse causate da sollecitazioni di flessione negli

elementi privi di difetti, ma considerato che i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dipendono dal comportamento degli elementi più deboli (elementi con più difetti), si assume che il legno è un materiale a scarsa duttilità.

Pertanto deve essere considerato come un materiale non-dissipativo, ovvero un materiale che sollecitato da un carico ciclico risponde con un comportamento fragile.

Per comportamento fragile del legno quindi, si intende che un elemento accumula energia elastica deformandosi in maniera lineare fino all'improvviso collasso.

In definitiva risulta quindi necessario inserire nelle strutture in legno un meccanismo dissipativo. Tale ruolo è ricoperto dai giunti, ovvero le unioni tra i vari elementi.

Le connessioni quindi assumono un ruolo fondamentale negli edifici in legno, in quanto è a questi elementi che viene affidata la dissipazione dell'energia e quindi da essi dipende il corretto comportamento della struttura in seguito ad una sollecitazione sismica.

Risulta necessaria una breve considerazione sulle connessioni realizzate tramite incollaggio degli elementi strutturali. Queste unioni anche se possiedono un'elevata resistenza alle azioni tipo statico, non mantengono tale favorevole aspetto se sollecitate da un'azione dinamica. Infatti, queste unioni non contribuiscono alla dissipazione dell'energia e inoltre non si plasticizzano in alcun modo. Queste tipologie di connessioni sono considerate a rigidezza infinita, quindi il loro comportamento risulta elastico-lineare fino al collasso.

In definitiva, si ha che le strutture composte da unioni incollate continuano ad avere un comportamento globale non-dissipativo.

Utilizzando invece giunti semi-rigidi, ovvero connettori meccanici (chiodi, bulloni, spinotti, piastre, ...), è possibile creare connessioni aventi comportamento plastico.

Tale tipologia di collegamenti, se realizzate correttamente, sono in grado di creare strutture con comportamento duttile e in grado di dissipare l'energia generata dal sisma.

E' possibile quindi affermare che una struttura possiede un comportamento di tipo dissipativo, ovvero che le sollecitazioni indotte dal sisma vengono ridotte in conseguenza alla deformazione plastica della struttura ed essa si deforma in maniera elevata prima di raggiungere il collasso quando sono presenti un gran numero di unioni di tipo meccanico.

Un esempio tipico di tale comportamento dissipativo si ha negli edifici realizzati con il sistema *Platform frame* [3.4.4]. In questi edifici la presenza di migliaia di connettori metallici, come i chiodi, svolge un ruolo indispensabile nel raggiungimento di un'elevata duttilità che favorisce un buon comportamento dell'edificio quando è sollecitato da un'azione sismica.

3.2 Duttilità e dissipazione delle connessioni meccaniche

Come precedentemente affermato, le unioni realizzate utilizzando connettori meccanici, se correttamente progettate, possiedono un comportamento dissipativo.

Tale capacità di dissipare l'energia è dovuta essenzialmente alla presenza di due meccanismi che scaturiscono in contemporanea alla deformazione del giunto in seguito a una sollecitazione sismica (o più in generale, un carico ciclico con rapida inversione).

Questi meccanismi di dissipazione sono:

- il rifollamento del legno in prossimità dei connettori metallici, ovvero la deformazione per schiacciamento delle fibre prossime ad un connettore (Fig. 3.4);
- la plasticizzazione dei connettori metallici (Fig. 3.5).

"I cicli del diagramma carico-spostamento assumono la caratteristica configurazione a fiocco, il cui corpo centrale si assottiglia man mano che si procede verso valori più alti del carico. L'assottigliamento del ciclo è dovuto al fato che gli elementi meccanici di collegamento, rifollando il legno, si sono fatti posto nel materiale e ad ogni incremento del carico continuano a farsene di più. Solo una piccola parte della deformazione nel legno [...], viene recuperata elasticamente, e ad ogni inversione del carico si hanno spostamenti più che proporzionali agli incrementi o decrementi del carico." [23]

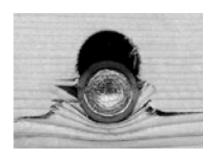


Figura 3.4: Esempio di rifollamento del legno in una connessione a perno.



Figura 3.5: Plasticizzazione di un connettore metallico. [23]

Quanto si è detto, permette il raggiungimento di deformazioni elevate prima che sopraggiunga il collasso e quindi consente di dissipare un'elevata quantità di energia per isteresi.

In Fig. 3.6 è rappresentato un diagramma carico-spostamenti per una connessione chiodata, dove si vede chiaramente l'andamento a farfalla dei cicli.

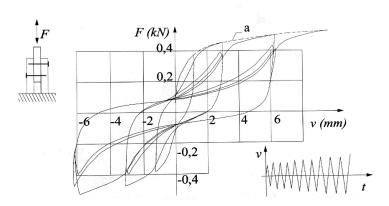


Figura 3.6: Comportamento ciclico tipico di una connessione chiodata: a, curva di inviluppo. [24]

Invece, se si impone un carico statico crescente ad una unione meccanica (chiodata o spinottata), il grafico carico-spostamento è caratterizzato da un tratto iniziale particolarmente ripido, ma una volta raggiunto il limite elastico, dovuto al rifollamento del legno o allo snervamento del connettore, la pendenza della curva decresce fino a tendere all'orizzontale in corrispondenza della resistenza limite F_{max} . In seguito, la curva decresce e ciò sta a indicare che la connessione è collassata; ma il fatto che la curva non si arresti, determina che il giunto continua ad avere una riserva di resistenza. Questo particolare aspetto consente di considerare come deformazione limite v_{max} quella coincidente ad un carico pari all'80% del carico limite, nel tratto decrescente della curva carico-spostamento. In Fig. 3.7 si intuisce chiaramente il significato dei termini precedentemente citati.

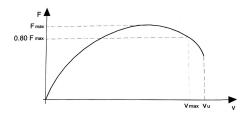


Figura 3.7: Criterio di definizione del collasso di una unione meccanica. [23]

Prendendo la stessa connessione e, invece di applicarvi un carico statico monotono crescente, vi si applica un carico ciclico a rapida inversione (quale potrebbe essere un'azione sismica), il comportamento del giunto risulta notevolmente più complesso. Si prenda in considerazione un unione chiodata soggetta ad un carico ciclico. Alla prima applicazione del carico, il giunto subisce una deformazione e in seguito al rifollamento del foro si crea una cavità, per cui durante la prima parte della successiva inversione del carico il chiodo non sarà più a contatto con il legno circostante. Questo fatto comporta che la resistenza residua, nel tratto in cui il chiodo ha perso il contatto con il legno, dipenda unicamente dalla resistenza del chiodo. Esiste in aggiunta un effetto di sfilamento del chiodo, dovuto a questo fenomeno di deformazione alternata, causato proprio dal carico ciclico. In Fig. 3.8 si vedono chiaramente questi effetti, generati da un carico ciclico applicato a una unione chiodata.

I diagrammi carico-spostamento per i giunti chiodati sollecitati da carichi ciclici hanno generalmente forma stretta e allungata, sia per piccole deformazioni sia grandi. Essi differiscono

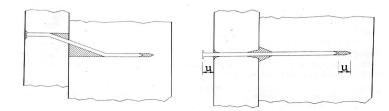


Figura 3.8: Rifollamento del legno (e conseguente vuoto all'inversione di carico) ed effetto di sfilamento del chiodo. [24]

dai diagrammi tipici dell'acciaio (dalla forma più allargata), in quanto nell'acciaio le forze necessarie ad annullare le deformazioni plastiche, create durante la fase di andata del ciclo, sono del tutto analoghe alle forze che hanno creato tali deformazioni.

In Fig.3.9 sono rappresentate curve carico-spostamento per diverse tipologie di unioni:

- nella figura (a), è rappresentato un ciclo di isteresi per un giunto spinottato, dove la dissipazione avviene grazie ad entrambi i meccanismi: rifollamento del legno e plasticizzazione del connettore;
- nella figura (b), è rappresentato un ciclo di isteresi per un giunto spinottato dove però, a differenza del caso precedente, lo spinotto è talmente rigido che non si piega seguendo la deformazione del giunto. Pertanto la dissipazione dell'energia è minore, in quanto dovuto esclusivamente al fenomeno di schiacciamento del legno;
- nella figura (c), è rappresentato un ciclo di isteresi per un connettore metallico in acciaio e analizzando la curva, si nota chiaramente la forma allargata tipica dell'acciaio, corrispondente ad una dissipazione energetica elevata.

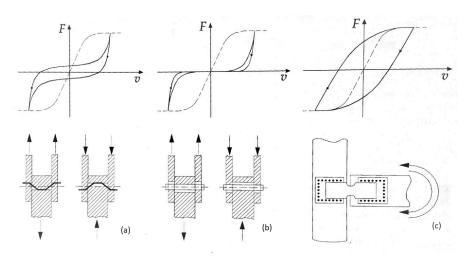


Figura 3.9: Curve carico-spostamento per differenti configurazioni di giunti. [24]

3.3 Comportamento sismico delle unioni di carpenteria

Le unioni di carpenteria sono la tipologia di collegamento tra elementi strutturali maggiormente utilizzata nella storia che compongono un gran numero di costruzioni tradizionali in molte Nazioni nel mondo. Queste connessioni si trovano anche in zone altamente sismiche ed hanno dimostrato nel tempo un comportamento in esercizio eccellente. Le unioni tradizionali saranno trattate con maggiore attenzione nel paragrafo 4.2.

In questo paragrafo ci si concentrerà unicamente sul comportamento di tali unioni sollecitate da un'azione sismica. Tali connessioni sono unioni a contatto, ovvero non richiedono l'utilizzo di alcun elemento meccanico per svolgere la loro funzione di collegamento.

In seguito a una azione sismica, tali connessioni si deformano notevolmente. Questa elevata deformazione dei giunti consente alle strutture di effettuare spostamenti considerevoli senza che si vengano a instaurare sulle interfacce degli elementi connessi tensioni elevate e quindi si evita la rottura del collegamento.

Dal punto di vista energetico, essendo queste connessioni a contatto diretto legno-legno e quindi lavorando principalmente per attrito, si avranno delle consistenti dissipazioni di energia. Altro fattore importante da tenere conto è la duttilità del legno che, sollecitato a compressione generalmente in direzione ortogonale alle fibre, consente di dissipare un'ulteriore quantità di energia.

La somma di questi due contributi consente all'edificio di dissipare una notevole quantità di energia sismica, in quanto il numero di queste unioni negli edifici è particolarmente elevato e ognuna delle quali in maniera indipendente ne dissipa una parte.

In Fig. 3.10 si vede un particolare di un sistema complesso di mensole ad incastro di una pagoda giapponese.



Figura 3.10: Particolare di unioni di carpenteria in un tempio giapponese.

3.4 Tipologie di edifici antisismici in legno

Si trattano ora vari sistemi costruttivi in legno in grado di resistere alle azioni sismiche, analizzandone le caratteristiche peculiari e i particolari costruttivi che consentono a tali tipologie costruttive di resistere in maniera efficace agli effetti dei terremoti.

3.4.1 Edifici Fachwerk

In questo sistema costruttivo al legno viene affidata esclusivamente la funzione portante che viene separata dalle funzioni di tamponamento e protezione. Questo sistema è in grado di sfruttare al meglio le caratteristiche vantaggiose del legno.

Tale sistema è da considerarsi con sistema resistente a pareti portanti (anche se erroneamente si pensa ad un funzionamento a telaio¹), in quanto se si analizza una tamponatura, si noterà che i laterizi conferiscono alle pareti elevata rigidezza e assieme al legno costituiscono un elemento unico che oltre a resistere alle azioni verticali si comporta bene contro le azioni orizzontali.

Nella storia si sono realizzati edifici di dimensioni considerevoli utilizzando questo sistema costruttivo, raggiungendo anche i sei piani di altezza. Tali altezze sono state raggiunte sfruttando ingegnose soluzioni per gli incastri tra gli elementi strutturali e utilizzando controventamenti a croce. Nei diversi Paesi, tali edifici sono stati influenzati dalle condizioni sociali, ovvero in certe regioni come Gran Bretagna e Scandinavia tali edifici erano presenti solo nei piccoli centri agricoli, mentre in paesi come Germania e Francia erano radicalizzati nel tessuto urbano cittadino e sono diventati le abitazioni del ceto borghese.

¹La parola tedesca Fachwerkhaus si traduce in italiano come: casa a graticcio

Nonostante i diversi utilizzi, tale tipologia costruttiva è caratterizzata da alcuni elementi comuni, quali:

- la pianta è di forma rettangolare, con la testata dell'edificio posta sul lato corto;
- la struttura è una gabbia, composta da pilastri, alti un piano negli spigoli e adiacenti alle aperture, e da travi, incastrate ai pilastri stessi e sono la base su cui partono gli elementi secondari che costituiscono gli orizzontamenti;
- le fondazioni sono realizzate con uno zoccolo in muratura, che ha lo scopo principale di alloggiare i pilastri ed impedire che il legno si direttamente a contatto con il terreno e quindi possa marcire;
- nelle pareti sono presenti controventamenti diagonali che migliorano la rigidezza delle unioni di carpenteria.

In Fig. 3.11 è rappresentato un edificio tipo "Fachwerk". Si nota che sono rispettate tutte le caratteristiche peculiari di questa tipologia costruttiva, precedentemente citate.



Figura 3.11: Esempio caratteristico di Fachwerkhaus.

Comportamento sismico

"Questi edifici presentano un egregio comportamento nei confronti delle azioni sismiche, in virtù della loro capacità di dissipare una notevole quantità di energia per attrito, attraverso la continua interazione tra gli elementi lignei della parete e le porzioni di muratura in esso confinate". [23]

L'azione di deformazione e scorrimento degli elementi lignei con la muratura comporta un aumento dello smorzamento isteretico, inoltre questa scorrimento comporta un aumento del periodo proprio della struttura, riducendo quindi il rischio che la struttura entri in risonanza con il sisma.

3.4.2 Edifici Log House

Il sistema Log House consiste nella realizzazione delle pareti degli edifici sovrapponendo tronchi di legno massiccio. I tronchi possono essere tenuti al naturale oppure lavorati, generalmente la sezione è tonda o squadrata. Al fine di migliorarne la stabilità e facilitarne la posa in opera, i tronchi vengono generalmente sagomati. In particolare vengono effettuate delle scanalature che consentono in facile incastro dei tronchi e conferiscono maggiore rigidità alla parete. Un altro aspetto importate di queste scanalature è che migliorano l'impermeabilizzazione delle giunzioni dei tronchi all'acqua e al vento. Talvolta nel sistema di collegamento dei tronchi vengono utilizzati dei tiranti metallici, inferiti in appositi fori, che hanno la funzione di ancorare le varie fila di tronchi sovrapposti.

L'azione resistente alle azioni orizzontali dell'edificio è garantita dagli incastri tra le pareti ortogonali che si comportano come veri e propri maschi murari. La resistenza alle azioni verticali è anch'essa affidata alle pareti, ma è necessario considerare il fatto che i tronchi sono soggetti

ad un carico ortogonale alle fibre, in particolare ad una compressione. Tale fattore non è affatto da sottovalutare in fase di progettazione in quanto, per quanto detto nei precedenti capitoli, il legno possiede una resistenza a compressione in direzione perpendicolare alle fibre alquanto modesta.

Si elencano ora alcuni elementi caratterizzanti questa tipologia costruttiva:

- la forma planimetrica è generalmente rettangolare;
- la fondazione è generalmente costituita da una platea, nella quali vengono annegati dei tirafondi che fungono da ancoraggio per le pareti;
- la copertura generalmente è a due falde e la trave di colmo corre parallela al lato lungo dell'edificio.

In Fig. 3.12 è rappresentato un esempio di edificio Log-house in fase di costruzione, mentre in Fig. 3.13 si illustra un piccolo edificio realizzato con il sistema Log-house a blocchi.



Figura 3.12: Edificio Log-house in costruzione.



Figura 3.13: Esempio di edificio realizzato con il sistema a blocchi massicci.

Comportamento sismico

Il sistema Log-house basa la sua capacità di resistere alle azioni sismiche principalmente sulle caratteristiche resistenti del legno e non sulle connessioni meccaniche. Non è previsto l'impiego di tale sistema costruttivo tra le tipologie strutturali in legno ammesse in zona sismica. Nonostante l'attrito svolga una funzione resistente e dissipativa, secondo l'Eurocodice 5, tale contributo non può essere considerato. Per cui, nel calcolo della resistenza alle azioni sismiche, si deve considerare unicamente la resistenza a taglio e la compressione ortogonale alle fibre.

3.4.3 Edifici Post & Beam

Questa tipologia costruttiva è da intendersi come un sistema costruttivo intelaiato, ovvero composto da elementi strutturali monodimensionali che si sviluppano verticalmente ed orizzontalmente, connessi tra loro mediante unioni di carpenteria o unioni meccaniche.

Un esempio classico di tale tipologia costruttiva sono gli edifici tipici dell'architettura giapponese, dove i collegamenti tra gli elementi sono realizzati tramite unioni tradizionali, ovvero unioni a contatto legno-legno.

In Fig. 3.14 è rappresentata la struttura portante di un edificio intelaiato in legno. Si nota chiaramente la differente tipologia strutturale rispetto agli edifici trattati precedentemente, in particolare l'elevata flessibilità distributiva.



Figura 3.14: Struttura portante di un edifico Post & beam.

In questo sistema costruttivo hanno un ruolo fondamentale i particolari costruttivi. Essi devono essere progettati e verificati nel dettaglio in quanto il malfunzionamento di un singolo nodo può causare problemi al comportamento della struttura intera.

Nelle versioni moderne degli edifici intelaiati si impiegano maggiormente i connettori meccanici per la connessione dei vari elementi strutturali. L'utilizzo di unioni meccaniche comporta un problema per quanto riguarda la resistenza al fuoco in quanto è indispensabile proteggere i connettori metallici. Una soluzione usualmente utilizzata per sopperire a tale problematica è quella di inserire i mezzi di unione all'interno degli stessi elementi al fine da isolarli dall'azione diretta del fuoco.

Comportamento sismico

La tipologia costruttiva post & beam è in stretta analogia con gli edifici intelaiati in cemento armato o acciaio. Esiste però una sostanziale differenza nello schema strutturale dal punto di vista statico in quanto negli edifici intelaiati in legno è pressoché impossibile realizzare unioni, tra i singoli elementi strutturali che rappresentino un incastro perfetto.

Questa problematica comporta l'esigenza di irrigidire lo scheletro strutturale, in modo che la struttura possa resistere alle azioni orizzontali e trasferirle alle fondazioni.

Gli irrigidimenti devono essere realizzati sia in direzione verticale sia orizzontale, in particolare:

- una buona soluzione per quanto riguarda l'irrigidimento orizzontale è quello di utilizzare travi ravvicinate, collegate in sommità mediante chiodatura da un elemento piano (foglio di compensato strutturale) e impiegare dei controventi a croce tra le travi;
- l'irrigidimento verticale viene realizzato generalmente con dei controventi che collegano i pilastri. Altra soluzione per incrementare la rigidezza verticale è quella di impiegare pannellature strutturali come OSB o X-lam.

3.4.4 Edifici Platform Frame

Il Platform frame è un sistema costruttivo molto utilizzato in diversi paesi, in particolare in America Settentrionale, dove è largamente impiegato nell'edilizia residenziale, tant'è che quasi occupa la totalità del mercato. Con tale sistema è possibile fabbricare edifici che possono raggiungere anche i quattro piani d'altezza.

La costruzione avanza per piani, partendo dalla realizzazione del telaio del primo piano che viene fissato al basamento, in seguito si realizza il solaio. A questo punto si avanza nella costruzione, fissando al solaio stesso il telaio del secondo piano e si procede analogamente.

Il Platform frame è un'evoluzione del Balloon frame, sistema costruttivo sviluppatosi in America che permette di comporre una struttura realizzandola due piani per volta, sfruttando la continuità del montante. Essendo il montante continuo nell'altezza si ha che tale sistema costruttivo garantisca notevole stabilità, ma allo stesso tempo genera una connessione tra i diversi piani molto pericolosa in caso di incendio, in quanto la continuità permette al fuoco di propagarsi su tutta l'altezza. Questo è uno dei motivi per cui il Ballonn frame si è evoluto nel tempo venendo sostituito dal Platform frame.

"In questo nuovo sistema la costruzione avanza e finisce a ogni impalcato con il vantaggio di avere tavole verticali (montanti) alte solo un piano e di avere minore rischio di propagazione di incendio tra i vari piani per effetto camino." [7]

La fondazione generalmente è una platea e sopra di essa viene collocata la muratura portante lignea. Le pareti sono costituite da un'intelaiatura a montanti di sezione generalmente standardizzata (38x89 mm) posti ad un interasse ridotto variabile tra i 40 cm e 60 cm. Il singolo elemento di telaio è a cassa vuota (riempita dall'isolante) ed è tamponato sulle due facce da pannelli chiodati. In particolare sul lato esterno viene inchiodato un pannello con funzioni strutturali (OSB o X-lam). Generalmente per la tamponatura interna si utilizzano pannelli in cartongesso, ma eventualmente, se le esigenze lo richiedono, può anche essere utilizzato un pannello strutturale.

Per quanto riguarda gli impalcati, in genere sono realizzati su tavole parallele sfalsate sulle quali sono inchiodati pannelli in compensato. A loro volta queste tavole sono connesse ad altri travetti principali ad esse ortogonali che costituiscono l'orditura principale del solaio. Tali travetti sono connessi al telaio perimetrale, il che consente di trasferire le azioni verticali dal solaio al telaio esterno.

In fig. 3.15 è rappresentato lo schema di un edificio realizzato con il sistema Platform frame e un esempio di un particolare costruttivo di una parete costituente il telaio della struttura.

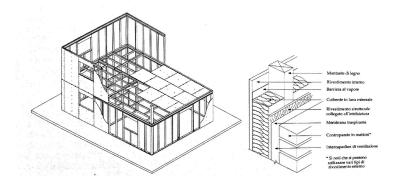


Figura 3.15: Struttura edifico realizzato con il sistema Platform frame e un particolare costruttivo della parete. [23]

Comportamento sismico

Un edificio realizzato con il sistema Platform frame, rispettando le prescrizioni costruttive presenti nell'Eurocodice 5 e 8, ha il tipico comportamento scatolare, molto efficace in contrasto alle azioni orizzontali generate dai terremoti.

Gli elementi che devono resistere alle azioni orizzontali dovute al vento e al sisma, sono le pareti. I pannelli strutturali che tamponano il telaio, composto dai montanti, hanno anche il compito di impedire l'instabilizzazione degli elementi verticali in seguito all'azione verticale dei carichi. I montanti a loro volta impediscono lo svergolamento dei pannelli dovuto alle azioni taglianti.

Il meccanismo di collasso, in seguito ad azioni orizzontali della parete nel proprio piano, è una crisi a taglio e si verifica nei connettori meccanici che collegano i pannelli con l'intelaiatura di montanti. Per questo motivo l'Eurocodice 5 specifica che la resistenza a taglio delle pareti dipende unicamente dalla resistenza dei connettori metallici che uniscono i pannelli strutturali alla struttura. Proprio per questo motivo, in caso di necessità strutturale, il tamponamento avviene su entrambi i lati. Questo comporta un raddoppio del numero di connettori che collegano i pannelli con il telaio e un conseguente aumento della resistenza a taglio dell'intera parete.

Solo le pareti rivestite da pannelli strutturali, adeguatamente collegati e continue dalle fondazioni alla copertura, contribuiscono alla resistenza alle azioni orizzontali, ma è da evidenziare che le pareti interne divisorie rivestite in cartongesso, anche se non hanno funzione strutturale, hanno un ruolo fondamentale nella dissipazione dell'energia generata dalle azioni sismiche.

Per questo motivo, l'Eurocodice 8 attribuisce agli edifici realizzati mediante sistema costruttivo Platform frame un valore notevole al fattore di struttura q = 5, ovvero il più elevato per quanto concerne le strutture in legno.

I solai, realizzati allo stesso moto delle pareti, se rispettano le indicazioni presenti all'interno degli Eurocodici 5 e 8, possono essere considerati con un comportamento diaframmatico, ovvero infinitamente rigidi nel proprio piano. Il comportamento diaframmatico dei solai determina la necessità di considerare la distribuzione delle azioni sismiche secondo le rigidezze effettive delle pareti. Inoltre, è indispensabile tenere presente gli effetti torsionali sulle pareti dovuti all'azione sismica, in quanto per questa tipologia costruttiva è difficile che il centro di massa e il centro delle rigidezze coincidano.

"Quando ben progettato e realizzato, il sistema Platform frame presenta anche un'altra caratteristica che è senz'altro vantaggiosa nei confronti delle azioni sismiche: la ridondanza dei percorsi di trasmissione del carico [...]. Ciò fornisce un ulteriore livello di sicurezza nei confronti del terremoto, poichè l'eventuale crisi di un percorso di trasmissione del carico può essere compensato dal funzionamento degli elementi e dei collegamenti adiacenti." [23]

Capitolo 4

Connessioni

I collegamenti e le unioni tra elementi strutturali in legno ricoprono un ruolo fondamentale nel comportamento strutturale globale di un qualsiasi organismo edilizio.

La realizzazione delle connessioni è delicata e la loro analisi richiede particolare attenzione. Le connessioni devono resistere a sforzi elevati e conservare tale capacità anche in presenza di effetti sfavorevoli, quali: creep, ritiro e rigonfiamento.

Per questi componenti assume fondamentale importanza l'attenzione posta nella realizzazione dei particolari costruttivi, in quanto la presenza di tensioni elevate, in porzioni di materiale ristrette, può causare la fessurazione del legno e in casi estremi il collasso.

Le strutture in legno, analogamente alle strutture metalliche, sono composte da elementi che vengono prodotti in stabilimento e dopo essere stati trasportati vengono montati ed uniti in loco. Le connessioni hanno il compito fondamentale di unire gli elementi strutturali e quindi trasferire le azioni da un elemento all'altro. Tali trasferimenti delle sollecitazioni avvengono attraverso determinati meccanismi di funzionamento che variano a secondo della tipologia di connessione che devono essere progettati e verificati.

In molte strutture lignee la resistenza e la rigidezza della struttura globale sono direttamente connesse alle resistenze e alle rigidezze delle connessioni. Proprio per tale motivo, alle unioni è dedicata una intera sezione all'interno dell'Eurocodice 5 che tratta nel dettaglio il funzionamento delle connessioni e le prescrizioni che esse devono rispettare.

Al fine dello scopo di questo elaborato di tesi, è importante osservare quanto citato all'interno dell'Eurocodice: "Ove non esposte le regole per il calcolo del valore della capacità portante e della rigidezza di una connessione, tali valori devono essere dedotti da prove sperimentali." [25]

In particolare la norma EN 1995-1-1 riporta unicamente le regole per il progetto dei connettori metallici, per cui la connessione che sarà trattata nel seguito, in particolare nel cap. 5, verrà studiata utilizzando un software agli elementi finiti. Modellandola localmente si cercherà di capire il suo comportamento e la sua rigidezza.

Le tipologie di collegamenti si suddividono in due macro categorie: le *unioni tradizionali* che hanno funzionano per contatto tra gli elementi lignei e le *unioni meccaniche* che hanno un diverso funzionamento, ovvero la trasmissione delle azioni avviene con l'ausilio di elementi metallici.

In particolare:

• Unioni tradizionali, anche definite come *nodi di carpenteria*, sono caratterizzate da un funzionamento di trasferimento degli sforzi per contatto. A seconda della tipologia di unione di carpenteria realizzata, la connessione è in grado di trasmettere molteplici sforzi, quali: compressione, trazione e taglio.

Un tipico elemento strutturale composto unicamente da nodi di carpenteria è la capriata, di cui un esempio in Fig. 4.1.

In passato gli elementi venivano intagliati a mano e quindi le superfici di contatto tra gli elementi connessi non combaciavano in maniera perfetta, inficiando quindi la corretta



Figura 4.1: Esempio di connessione puntone-saetta in una capriata.

trasmissione delle tensioni. Con lo sviluppo della tecnologia moderna, ai giorni nostri i nodi di carpenteria vengono realizzati attraverso procedure di fresatura eseguite con macchine a controllo numerico. Queste lavorazioni si basano su disegni ottenuti mediante appositi software che ormai hanno raggiunto livelli di precisione e complicazione in passato irrealizzabili.

Può accadere che nei nodi di carpenteria si ricorra all'impiego di elementi metallici come chiodi, viti e staffe che hanno come unica funzione quella di stabilizzare il nodo, ovvero garantire che gli elementi rimangano nella posizione prevista.

• Unioni meccaniche definite anche come *nodi meccanici*, sono caratterizzati dal fatto che il trasferimento degli sforzi avviene attraverso l'utilizzo di appositi connettori metallici e anche all'evenienza impiegando adesivi. Questa tipologia di connessione è ampiamente trattata all'interno dell'Eurocodice 5.

Ora entreremo maggiormente nel dettaglio per queste due tipologie di connessioni.

4.1 Unioni meccaniche

In generale le connessioni meccaniche cambiano il funzionamento di trasferimento del carico in base al tipo di connettore, quindi è utile classificarle in base ad esso. Si avranno due categorie:

- i connettori a gambo cilindrico, di cui fanno parte: chiodi, graffe, bulloni, perni e viti;
- i connettori di superficie, di cui fanno parte: anelli e piastre.

Entriamo brevemente nell'ambito dei connettori a gambo cilindrico, in quanto trovano vastissimo impiego nel mondo delle costruzioni. Questi connettori hanno un meccanismo di funzionamento a taglio, ovvero in un collegamento essi vengono caricati lateralmente da una o più forze. La Fig. 4.2 aiuta a capire meglio tale meccanismo e permette inoltre di definire il piano di taglio, ovvero il piano tra due elementi collegati.

Le connessioni realizzate con l'impiego di connettori meccanici a gambo cilindrico, essendo caricata da azioni laterali, possono avere una rottura di tipo duttile o di tipo fragile. Il primo tipo di collasso avviene nel caso in cui il connettore si snervi senza che vi sia un significativo calo di resistenza della connessione, mentre il secondo tipo di collasso avviene nel caso in cui il legno si crepi o si rompa oppure il connettore si spezzi e vi sia quindi un collasso senza preavviso.

Risulta quindi scontato che in fase di progettazione si vuole realizzare connessioni meccaniche con un comportamento a rottura di tipo duttile. Il rispetto delle regole presenti all'interno dell'Eurocodice 5 assicura che si verifichi sempre un comportamento a rottura duttile.

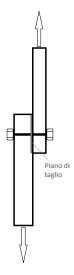


Figura 4.2: Esempio di una semplice connessione ad un piano di taglio.

La resistenza di una connessione di questo tipo dipende unicamente dalla capacità laterale del connettore a gambo. Infatti a causa di questa dipendenza tali connessioni sono anche dette unioni di taglio.

All'interno del paragrafo 8.2, dell' Eurocodice 5, sono contenute le equazioni per verificare le connessioni meccaniche soggette a carichi laterali.

Tali equazioni non verranno richiamate in quanto esulano dall'obiettivo della tesi, ma risulta importante sottolineare che sono state sviluppate a partire dalla teoria della plasticità. Si assume che il collasso sia di tipo duttile, ovvero dovuto allo snervamento del connettore. Queste equazioni sono fondamentali per la determinazione della resistenza delle unioni a taglio e sono state sviluppate da Johansen e successivamente affinate.

In particolare la resistenza delle connessioni metalliche a gambo cilindrico è somma di tre contributi: momento flettente plastico, resistenza di inflessione e resistenza allo sfilamento.

Tornando ai connettori meccanici più in generale, si ha che la sezione 8 dell'Eurocodice 5 tratta in maniera dettagliata le prescrizioni relative a tali collegamenti. Infatti la norma EN 1995-1-1 tratta le regole progettuali delle seguenti tipologie di connettori metallici:

- Connessioni chiodate;
- Connessioni mediante graffe;
- Connessioni mediante bulloni;
- Connessioni mediante perni;
- Connessioni mediante viti;
- Connessioni con piastre metalliche punzonate;
- Connettori a taglio e a piastra di taglio;
- Connettori a piastre dentate.

4.1.1 Connessioni chiodate

Le unioni chiodate vengono frequentemente utilizzate nelle strutture in legno, in quanto economicamente vantaggiose e pratiche. Infatti essendo prodotti con materiali migliori, in genere acciaio laminato a freddo, risultano i meno costosi a parità di resistenza. L'altra caratteristica

è la facilità di messa in opera, in quanto non richiedono alcun preforo (salvo eccezioni) e quindi non indeboliscono in alcun modo gli elementi che devono collegare.

I chiodi possono essere infissi manualmente o mediante sparachiodi, ma è da precisare che nei casi in cui i legno da perforare abbia densità maggiore di $500 \frac{kg}{m^3}$ oppure il diametro del chiodo sia superiore ai 6 mm è obbligatorio effettuare una perforazione preliminare.

Lo svantaggio principale nell'utilizzo di tali connettori sta nel fatto che per creare un collegamento possono essere necessari un gran numero di chiodi. L'elevata quantità di chiodi richiesti può addirittura condizionale il dimensionamento degli elementi.

Esistono innumerevoli tipologie di chiodi, ma quelle normate all'interno dell'EN 1995-1-1 [25] sono quelle previste dalle norme EN 14592-2012 [26] e EN 10230-1-2000 [27].

Si fa riferimento generalmente a due tipologie di chiodi:

- Chiodi a gambo liscio: caratterizzati da una sezione costante lungo l'intera lunghezza del gambo. Tale sezione può avere diverse forme, le più comuni sono: circolare e quadrata;
- Chiodi ad aderenza migliorata: il gambo del chiodo è profilato per una lunghezza minima di 4,5 volte il diametro del chiodo stesso. La presenza di scanalature sul gambo, che in genere sono o di tipo anulare o elicoidale, aumenta la resistenza a taglio del connettore e inoltre migliora l'efficacia del chiodo alle azioni di estrazione.

In Fig. 4.3 sono rappresentate alcune tipologie di chiodi a gambo liscio e ad aderenza migliorata.

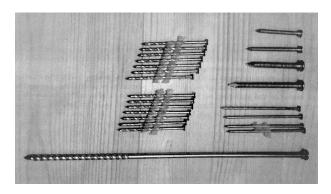


Figura 4.3: Tipologie di chiodi: chiodi a gambo liscio e ad aderenza migliorata. [3]

Per le unioni chiodate esiste un'ulteriore suddivisioni, in funzione del meccanismo di trasferimento del carico. Infatti si differenziano in due categorie:

- Chiodature soggette a carichi laterali, ovvero con comportamento a taglio. Questa tipologia di connessioni si differenzia inoltre a seconda del materiale che pone in connessione, in particolare si potranno avere:
 - Unioni legno-legno, ovvero collegamenti che uniscono più elementi strutturali lignei, di cui in Fig. 4.4 è rappresentato un esempio;
 - Unioni legno-pannello, ovvero collegamenti che uniscono elementi strutturali lignei con pannelli strutturali, di cui in Fig. 4.5 è rappresentato un esempio;
 - Unioni legno-acciaio, ovvero collegamenti che uniscono elementi strutturali lignei con elementi metallici, di cui in Fig. 4.6 è rappresentato un esempio;
- Chiodature caricate assialmente.

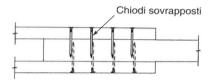


Figura 4.4: Unione legno-legno a chiodi sovrapposti. [9]

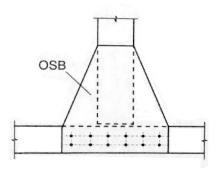


Figura 4.5: Giunto a T tra elemento orizzontale e pannello strutturale (OSB). [9]



Figura 4.6: Esempio di unione chiodata legno-acciaio.

4.1.2 Connessioni mediante graffe (o cambrette)

Nonostante a questa tipologia di connessioni venga dedicato un paragrafo a parte, il funzionamento è analogo alle connessioni chiodate. In pratica, una graffa è composta da due chiodi con teste collegate. Tali connettori sono utili nel fissaggio di elementi di piccolo spessore o secondari.

Le graffe sono prodotte partendo da profili circolari o rettangolare e possono avere uncini lungo la superficie.

La loro messa in opera avviene sempre per infissione e non richiede alcuna perforazione preliminare.

Per le connessioni mediante graffe valgono le stesse regole viste per le connessioni chiodate di piccole dimensioni, in particolare che non superano i 6 mm.

In Fig. 4.7 è rappresentata una classica cambretta e affianco una connessione tra 2 pannelli sottili.

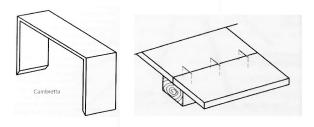


Figura 4.7: Esempio di una cambretta ed una connessione che utilizza le graffe. [7]

4.1.3 Connessioni mediante bulloni

I bulloni in acciaio sono indicati a sopportare uno sforzo parallelo all'asse del bullone stesso. Per contrastare le forze di taglio, i bulloni devono essere ben serrati, in tal modo gli elementi connessi contrastino lo scorrimento mediante l'attrito generato dalla compressione dovuta al serraggio. Al fine di garantire l'adeguato contatto tra gli elementi lignei, è necessario che i bulloni siano serrati appena messi in opera e, se necessario, è possibile effettuare un'ulteriore serraggio nelle fasi successive.

La realizzazione di una connessione bullonata implica la perforazione degli elementi lignei, in particolare la dimensione del foro da effettuare nel legno deve essere pari al diametro del bullone da inserirvi, aumentato di 1 mm. Effettuata la perforazione, viene inserito il bullone con le relative rondelle e infine serrato attraverso l'utilizzo di un dado.

L'impiego di bulloni, oltre a rendere la connessione esteticamente sgradevole, richiede che vengano effettuati dei particolari trattamenti al legno con lo scopo di migliorare le caratteristiche meccaniche delle superfici laterali del foro, essendo che in prossimità della perforazione si vengono a crearsi delle concentrazioni di tensione.

Come nel caso delle connessioni chiodate, anche per questa tipologia di connessioni si possono avere:

- Unioni bullonate soggette a taglio: questa tipologia di connessioni si differenzia inoltre a seconda del materiale che pone in connessione, in particolare si potranno avere:
 - Connessioni bullonate legno-legno;
 - Connessioni bullonate legno-pannello;
 - Connessioni bullonate legno-acciaio.
- Unioni bullonate caricate assialmente.

In Fig. 4.8 è rappresentata una connessione bullonata di tipo legno-legno, da diverse prospettive.

Come detto in precedenza il serraggio del dado determina una compressione degli elementi lignei collegati, facendo quindi insorgere azioni d'attrito tra gli elementi, ma bisogna considerare anche il fatto che il legno si deforma sotto tali azioni di compressione. Per questo motivo l'attrito che scaturisce dal serraggio è un effetto incerto e variabile per cui è opportuno, soprattutto in campo dinamico, affidare tutto lo sforzo di taglio al gambo del bullone.

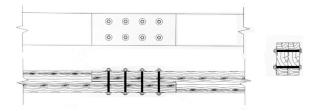


Figura 4.8: Connessione bullonata, viste laterali e sezione. [28]

4.1.4 Connessioni mediante perni

Gli spinotti sono connettori cilindrici a superficie lisca che, inseriti nei fori, realizzano una connessione tra due elementi strutturali, essi lavorano esclusivamente a taglio. I perni (o spinotti) utilizzabili in questo tipo di connessioni devono soddisfare certi requisiti prestazionali ed inoltre devono avere un diametro maggiore di 8 mm e minore di 30 mm.

In Fig. 4.9 sono rappresentati alcuni spinotti. Si nota inoltre che le estremità sono rastremate, il che rende più agevole l'inserimento dei connettori all'interno dei fori.

Queste connessioni vanno messe in opera appena eseguiti i fori, in modo da evitare che gli elementi lignei si deformino e facciano perdere l'allineamento dei fori.

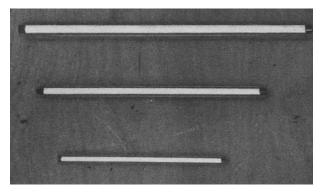


Figura 4.9: Esempi di perni. [3]

I perni vengono utilizzati in sezioni in cui le azioni di scorrimento sono contenute e le forze che tendono a distaccare gli elementi sono nulle. Se tali forze non sono nulle, risulta necessario adottare particolari accorgimenti, quali ad esempio aggiungere dei bulloni che garantiscano la chiusura della connessione. In genere sono richiesti almeno quattro bulloni ed essi non contribuiscono ad incrementare la resistenza della connessione. Altra importante caratteristica di questo tipo di unione è che i perni non possono essere impiegati in connessioni soggette a carico assiale.

4.1.5 Connessioni mediante viti

Le viti che possono essere utilizzate per la realizzazione di connessioni sono di due tipologie: le viti a testa dritta o viti a testa svasata. Inoltre le viti ricadono nell'ambito dell'applicazione della EN 14592-2012 [26], stessa norma regolante le connessioni chiodate 4.1.1.

Le viti possono essere ricavate secondo due metodologie:

- filettando l'asta iniziale, ovvero realizzando una vita a gambo liscio. Il diametro nominale della vite d è il diametro dell'asta iniziale;
- per incrudimento dopo la trafilatura del filetto, tali viti sono chiamate autofilettanti e il loro diametro nominale d è il diametro esterno del filetto.

Tutte le vite devono avere una filettatura per una lunghezza superiore a 4 volte il diametro nominale della vite. In commercio le lunghezze delle viti normali va dai 25 mm ai 400 mm, mentre per le viti autofilettanti la lunghezza può arrivare anche fino i 600 mm.

Analogamente quanto detto per i chiodi, anche le viti, possono lavorare a carico laterale (a taglio) e a carico assiale.

In Fig. 4.10 è rappresentato un esempio di connessione mediante viti di tipo legno-legno.

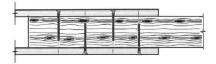


Figura 4.10: Connessione mediante viti, unione legno-legno. [9]

4.1.6 Connessioni mediante piastre metalliche punzonate

Le connessioni mediante piastre metalliche punzonate fanno parte della categoria dei connettori di superficie. Le piastre punzonate, di cui è rappresentato un esempio in Fig. 4.11, devono soddisfare i requisiti della EN 14545 [29]. Tali collegamenti vengono impiegate per connettere due o più membrature in legno strutturale adiacenti e con lo stesso spessore.



Figura 4.11: Piastra punzonata ricavata per stampaggio da lamiera. [3]

Nella piastra metallica sono incise delle dentellature che vengono piegate al di fuori del piano stesso della piastra e hanno lo scopo, una volta infisse nel legno, di attivare la connessione.

La resistenza di questa tipologia di connessioni dipende principalmente dal metallo della piastra e dalla configurazione geometrica delle dentellature.

In Fig. 4.12 è rappresentato un esempio di connessione di più elementi utilizzando una piastra punzonata.

4.1.7 Connettori ad anelli tagliati e a piastra di taglio

Questo tipo di connettori hanno una capacità portante laterale e una rigidezza del collegamento maggiore di quella che può essere realizzata utilizzando bulloni.

Essi vengono impiegati come collegamenti nella travi di grande luce e nel caso delle piastre di taglio si ha un'ulteriore vantaggio, ovvero quello del preassemblaggio, in quanto gli elementi strutturali possono essere assemblati in stabilimento, smontati e riassemblati prima della messa in opera.

Per questa categoria di connettori di superfici si hanno:



Figura 4.12: Connessione mediante piastra punzonata.

- le connessioni ad anello tagliato che sono impiegate unicamente nelle unioni legno-legno. Tali connettori sono tenuti in posizione da bulloni che non contribuiscono in alcun modo ad incrementare la resistenza della connessione. Come si evince in Fig. 4.13, il connettore ad anello di taglio trova posizione in appositi incavi realizzati negli elementi strutturali;
- le connessioni mediante piastra di taglio possono essere utilizzati sia per unioni legnolegno, disponendole in coppia schiena contro schiena, sia per le unioni acciaio-legno, come è rappresentato in Fig. 4.14.

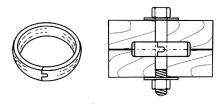


Figura 4.13: Connettore ad anello tagliato ed esempio di unione legno-legno. [9]

"La trasmissione del carico in un connettore ad anello avviene tramite gli sforzi d'incastro nel legno e la resistenza al taglio dell'anello stesso, con il bullone che tiene uniti gli elementi componenti la connessione." [9]

Mentre nel caso di un connettore a piastra di taglio, il trasferimento del carico è ancora garantito dell'incastro nel legno, ma si ha inoltre la presenza della piastra di taglio e del bullone che forniscono un'ulteriore incremento alla resistenza a taglio e alla capacità portante della connessione.

4.1.8 Connettori a piastre dentate

Questi dispositivi hanno una capacità portante laterale inferiore rispetto ai connettori ad anello tagliato o a piastra di taglio, ma sono caratterizzati da una resistenza e rigidezza maggiori rispetto alle connessioni realizzate utilizzando i bulloni.

Analogamente alle piastre di taglio sono impiegati per connettere strutture di grandi luci e anche con questo tipo di connettore le strutture possono essere preassemblate.

Questi connettori sono realizzati partendo da una piastra a cui vengono effettuati dei tagli in modo da creare delle dentature triangolari lungo il bordo che vengono successivamente piegate. Il collegamento si viene a creare in seguito all'infissione di queste punte sulle superfici degli elementi che si vogliono connettere. Esse sono usate assieme ai bulloni, dove la capacità portante è somma dei contributi dati dal bullone e dalla piastra dentata.

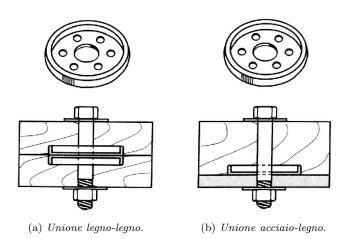


Figura 4.14: Connessioni mediante piastra di taglio. [9]

Un esempio di questi connettori è rappresentato in Fig. 4.15, dove si nota che per questa tipologia di connettori non è richiesta alcuna fresatura preliminare degli elementi da collegare, poiché la piastra viene semplicemente infissa.

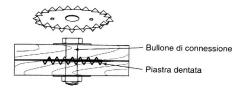


Figura 4.15: In alto un esempio di piastra dentata, in basso un esempio di connessione. [9]

Esistono molteplici forme di piastre dentate, con dimensioni che variano da pochi cm fino ad arrivare a connettori di oltre 15 cm. Esse devono soddisfare le prescrizioni della norma EN 912-2011 [30], all'interno della quale vengono denominati di *tipo C*.

Anche per questa tipologia esistono più applicazioni, in particolare possono essere usati per unioni legno-legno, come in Fig. 4.15, oppure per unioni acciaio-legno.

Le due differenti unioni hanno diversi meccanismi di trasferimento delle azioni:

- nelle unioni legno-legno il trasferimento delle azioni avviene tramite le superfici dei denti della piastra che, infissi nel legno, trasmettono gli sforzi grazie alla loro resistenza a taglio;
- nelle unioni acciaio-legno la trasmissione è una combinazione di effetti dovuti agli sforzi d'infissione dei denti nel legno e all'attrito generato dal serraggio del bullone sulla piastra metallica.

4.2 Unioni tradizionali

Il termine "unione tradizionale" non è assoluto, infatti in bibliografia esistono numerosi termini che descrivono tutti lo stesso oggetto, in particolare viene spesso impiegato il termine $nodo\ di\ carpenteria.$

Spesso questa tipologia di connessioni sono state, e sono tuttora, chiamate erroneamente incastri. Tale termine non deve trarre in inganno in quanto non ci si riferisce al tipo di vincolo trasmesso, bensì a una generalizzazione del concetto di connessione.

Le connessioni tradizionale sono, in generale, quelle unioni tra elementi strutturali lignei che in seguito alla lavorazione degli elementi stessi tramite procedure di intaglio, consentono la trasmissione degli sforzi.

I nodi di carpenteria vengono impiegati fin dall'antichità, il che probabilmente li rende la tipologia di connessione più utilizzata nella storia.

Esistono molti tipi di connessioni tradizionali che dipendono molto dalle tradizioni locali. Infatti si trovano tipologie di unioni completamente diverse a seconda della posizione geografica di riferimento. Questo è dovuto soprattutto alle differenti culture ma anche alle differenti specie di legno reperibili nelle diverse regioni.

Come detto in precedenza, in questa tipologia di assemblaggi la trasmissione degli sforzi avviene direttamente per contatto tra gli elementi. Tali connessioni richiedono elevata precisione nella realizzazione delle superfici che andranno a contatto, evitando quindi deformazioni troppo elevate in esercizio.

Esiste un particolare settore della carpenteria che riguarda unicamente la realizzazione di tali connessioni tra gli elementi in legno che in inglese è detto *joinery*. E' un settore molto vasto, tant'è che questa tipologia di connessioni si ritrova in diversi ambiti, tra cui:

- in ambito edilizio, ovvero i nodi di carpenteria riguardano la connessione tra elementi strutturali;
- nel campo dell'arredamento e del design, in particolare in Fig. 4.16 è rappresentato un dettaglio di una panchina realizzata sfruttando un nodo di carpenteria;
- nel settore ludico-creativo, dove i nodi di carpenteria vengono utilizzati per realizzare giocattoli o puzzle 3D, di cui un esempio in Fig. 4.17.

Nonostante che tra le diverse applicazioni varino le azioni in gioco, le dimensioni degli elementi e i requisiti richiesti alle connessioni, per questo tipo di connessioni valgono i medesimi concetti generali.



Figura 4.16: Particolare di arredo, in cui la connessione costituisce un elemento di design.

In tali connessioni non si utilizzano connettori metallici proprio per il fatto che il trasferimento delle azioni avviene per contatto e non per altri meccanismi di trasferimento. Talvolta

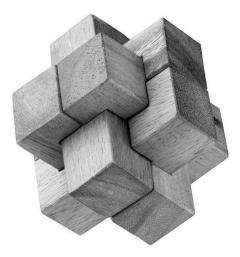


Figura 4.17: Puzzle ad incastro in legno.

vengono impiegati piccoli elementi di legno molto duro detti *biette*, al fine di garantire una maggiore efficacia del trasferimento delle azioni. Un ulteriore aspetto è che le biette garantiscono l'immediata attivazione del vincolo, senza la necessità di avere delle deformazioni che realizzino il contatto tra le superfici e quindi consentano il trasferimento delle tensioni.

E' necessario aggiungere che in tali connessioni spesso sono presenti degli elementi metallici, ma essi non sono dei connettori. In particolare tali elementi, hanno unicamente lo scopo di migliorare la stabilità del nodo e garantire la capacità di resistere alle inversioni di carico causate ad esempio dalle azioni sismiche.

Le unioni di carpenteria vengono ancora molto utilizzate grazie alla notevole semplicità con cui trasferiscono gli sforzi tra i diversi elementi.

Oggigiorno le lavorazioni di intaglio entrano a far parte di complicati processi produttivi altamente industrializzati. Infatti l'utilizzo di macchinari a controllo numerico ha permesso di creare elementi che una volta connessi, combacino alla perfezione.

I sistemi automatizzati, anche detti CAD-CAM (Computer Aided Design - Computer Aided Manufacturing), utilizzati per il progetto e la realizzazione degli elementi in legno, sono tecnologicamente molto avanzati e hanno costi contenuti. Per questo motivo la loro utilizzazione è ampiamente diffusa nel panorama industriale moderno.

L'utilizzo di questi sistemi comporta numerosi vantaggi. Infatti consentono di ottenere risultati ottimali, in quanto minimizzano il numero di errori possibili in fase di progettazione e nella fase di intaglio degli elementi in tempistiche molto ridotte. In passato la realizzazione di un elemento predisposto per la connessione tramite un unione di carpenteria richiedeva numerosi giorni di lavoro da parte di più operai specializzati, causando una lievitazione dei costi. Ora invece l'insieme delle operazioni richiede poche ore lavoro, garantendo una qualità del risultato finale maggiore rispetto al passato.

Di seguito vengono riassunti brevemente i vantaggi di queste lavorazioni automatizzate:

- tempistiche ridotte in fase di progettazione degli elementi strutturali, consentendo di determinare in maniera accurata il volume totale di materiale per completare l'opera;
- un'accurata e facile definizione della geometria degli intagli da effettuare negli elementi;
- trasferimento istantaneo dei file con la geometria dell'elemento finito alla macchina a controllo numerico;
- elevato controllo durante tutte le fasi del processo produttivo, consentendo un'elevata versatilità delle operazioni in fase di realizzazione degli elementi in modo da facilitarne la messa in opera, riducendo quindi le operazioni da dover effettuare in sito.

Per quanto riguarda la classificazione di questi collegamenti, ci si riferisce alle caratteristiche statiche di ogni tipologia di unione di carpenteria. In pratica, si classificano in base alla loro capacità di vincolare gli elementi secondo i vari cinematismi, ovvero secondo la loro capacità di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione di sforzo assiale, momento flettente e taglio.

In Fig. 4.18 sono rappresentate una serie di nodi di carpenteria.

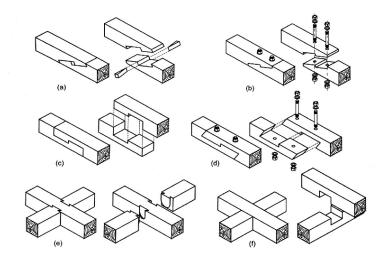


Figura 4.18: Esempi di unioni di carpenteria: a) giunto a dardo di Giove con biette; b) giunto a dardo di Giove con connettori metallici; c) giunto con dente retto; d) giunto con dente inclinato e connettori metallici; e) giunto a coda di rondine; f) giunto a mezzo legno. [3]

4.2.1 Funzionamento statico e meccanismi resistenti

Come già detto in precedenza nei nodi di carpenteria si realizza un'unione che in genere è in grado di trasferire perlopiù sforzi di compressione per contatto. In particolare, il contatto tra gli elementi produce delle tensioni che devono essere assorbite dal legno.

E' indispensabile porre attenzione al fatto che l'azione che interessa un elemento convergente in un nodo, viene trasmessa agli altri elementi attraverso una sezione inferiore alla sezione trasversale propria dell'elemento. Inoltre, va considerato che spesso non si ha ortogonalità delle interfacce con le direzioni delle fibre degli elementi lignei che convergono nel nodo, causando così problemi alla stabilità strutturale del nodo stesso.

Al fine di verificare un qualsiasi collegamento di carpenteria occorre definire in modo chiaro il percorso di carico all'interno del nodo, identificare le zone in cui è possibile che si verifichi la crisi del materiale e infine identificarne il carico limite.

Per effettuare il calcolo della connessione è necessario:

- comprendere completamente il meccanismo di trasferimento del carico;
- evidenziare le possibili crisi che si possono innescare all'interno degli elementi;
- verificare che l'azione sollecitante sia inferiore alla capacità resistente della sezione.

Nelle unioni tradizionali esistono numerose complicanze che possono causare diversi problemi alla stabilità del nodo, ovvero:

- potrebbero venirsi a creare stati di tensione ortogonali alla direzione della fibra, causando il collasso del nodo;
- potrebbero nascere delle concentrazioni di tensione a causa degli intagli o degli spigoli vivi che potrebbero causare la fessurazione del legno;

• possono essere presenti delle eccentricità nella trasmissione degli sforzi, ovvero il carico non viene trasmesso lungo l'asse dell'elemento ma è presenta un'eccentricità.

4.3 Carpenteria in Giappone

La prima domanda che ci si pone, è il motivo per cui il legno ha trovato un ruolo così primario nell'architettura tradizionale del Giappone quando in occidente, invece, è passato in secondo piano lasciando spazio allo sviluppo di costruzioni in pietra e laterizi.

La scelta del legno come materiale usuale per la realizzazione di edifici, oltre per la facile reperibilità, deriva principalmente dalla maniera in cui la tecnologia costruttiva continentale è arrivata sull'arcipelago. L'introduzione a partire dal VI secolo della tecnologia costruttiva dei templi Buddisti, giunta in Giappone dalla terraferma, ha portato un'importante innovazione tecnologica per quanto riguarda gli edifici in legno. In particolar modo, tali tecnologie hanno contribuito a migliorare notevolmente la versatilità e la durabilità degli edifici.

Queste innovazioni hanno portato ad incrementare il patrimonio culturale riguardante le lavorazioni del legno, già ben radicalizzate nella tradizione del Giappone.

Il punto fondamentale è che questa tecnologia innovativa è stata rapidamente assodata e sponsorizzata da scelte politiche che hanno permesso lo sviluppo e la nascita di istituti atti all'insegnamento di tali tecniche. Inoltre tali scelte hanno fatto emergere la figura dell'artigiano specializzato nelle tecniche di lavorazione del legno. Questo materiale, in questo modo, è diventato la materia prima maggiormente utilizzata in ambito edilizio, mentre per la pietra, anch'essa facilmente reperibile in Giappone, l'impiego è stato limitato a pochi usi, quali cinte murarie, fondazioni e sentieri.

Altro motivo per cui questa materia prima si è diffusa ampiamente nel Paese del Sol Levante, è una motivazione spirituale. Per la religione shintoista infatti il legno è amato e rispettato in quanto è un organismo vivente. Una sorta di animismo che attribuisce agli alberi una personalità propria e poteri mistici. Questo legame spirituale è ad oggi ancora presente: infatti, quando un falegname abbatte un albero deve trapiantarne uno nuovo affinché l'anima dell'albero abbattuto possa trasferirsi e continuare ad esistere.

Il falegname fa parte della classe di lavoratori degli artigiani (shokunin) ma in Giappone a tale figura è attribuita una forte etica professionale. Il codice etico, assieme alla coscienza sociale che questi lavoratori hanno, è coltivata fin dall'inizio del percorso d'istruzione in quanto a tali figure lavorative è richiesta estrema professionalità in ogni lavoro indipendentemente dalla sua importanza. Infatti se un falegname esegue un lavoro male, oltre a compromettere la propria reputazione, rovina anche la reputazione del cliente che gli ha affidato il lavoro e del maestro che gli ha insegnato l'arte della lavorazione del legno. In Fig. 4.19 è rappresentato un dipinto che illustra un gruppo di falegnami al lavoro degli inizi dell'800 che sottolinea l'importanza di tale mestiere nella cultura popolare giapponese.



Figura 4.19: Dipinto risalente al 1805 (Museo Nazionale di Tokio). [31]

Un'altra figura che possiede un ruolo fondamentale all'interno del processo di realizzazione di un qualsiasi edificio tradizionale giapponese, è il carpentiere ovvero daiku. Esistono diverse categorie di daiku a seconda della specializzazione, ovvero:

- sukiya daiku, tradotto letteralmente è il carpentiere che si occupa della realizzazione delle case da tè;
- miya daiku, tradotto letteralmente è il carpentiere che si occupa della realizzazione dei templi e santuari;
- sashimono-shi, ovvero il carpentiere debito alla realizzazione del mobilio;
- tateguya, ovvero il carpentiere a cui spetta il compito della realizzazione delle finiture interne.

Il ruolo dei carpentieri risulta essere di fondamentale importanza, tant'è che il mastro carpentiere progetta e supervisiona la fabbricazione dei componenti. Inoltre essi si occupano della realizzazione delle connessioni tra gli elementi, aspetto indispensabile dal punto di vista strutturale.

4.3.1 Fabbricazioni degli elementi

Gli elementi vengono fabbricati nei laboratori dei carpentieri. Solitamente in prossimità dei laboratori vengono anche realizzati degli stabilimenti di grandi dimensioni che svolgono il ruolo di essiccatoi, in quanto gli alberi subiscono un processo di essiccazione che può durare fino a tre anni.

La lavorazione degli elementi è un processo meticoloso e non avviene mai in maniere frenetica, dato che un errore comprometterebbe l'intero pezzo senza alcuna possibilità di rimedio.

La vera e propria realizzazione del pezzo inizia dopo la creazione del modello. I tronchi che andranno utilizzati per creare gli elementi più imponenti vengono contrassegnati in anticipo e in seguito è scelto il legno per le altre componenti strutturali.

Il processo inizia con la preparazione del legno, nota come ki-dori, nella quale i carpentieri esaminano attentamente le caratteristiche del legno, come nodi e nervature. Il passo seguente consiste nel capire come il pezzo finale possa essere ottenuto dalla materia prima. Secondo molti artigiani, questa è la fase più importante dell'intero lavoro e richiede notevoli abilità di immaginazione. La preparazione del legno procede per passi, esportando parti di legno in modo graduale riducendo via via le dimensioni del tronco.

Completata la preparazione del legno, vengono trascritte le informazioni del modello sull'elemento che deve essere lavorato, tale fase è chiamata *sumitsuke*. Sulla superficie del pezzo vengono disegnate le linee guida per il taglio e tutte le notazioni utili.

Ogni pezzo richiede diverse fasi di taglio, piallatura e smussatura prima di essere completato. Una volta completato l'elemento può essere colorato, se previsto del progetto.

4.3.2 Sukiya style

Lo stile Sukiya è uno stile architettonico che ha preso piede in Giappone a partire dalla fine del 1500.

Letteralmente la parola Sukiya significa "stanza da tè" o "casa da tè", finché nella tradizione Rikiu il significato prese un valore più generale, ovvero "stile della casa da tè". Questo stile prevede l'utilizzo esclusivo del legno e in passato gli edifici venivano realizzati da carpentieri specializzati, Sukiya-daiku.

Questo stile si basa su concetti estetici di purezza e semplicità che hanno come scopo ultimo quello di armonizzare l'architettura con l'ambiente circostante.

Gli edifici che seguono questo stile sono realizzati in legno, generalmente lasciato nel suo stato naturale.

Il maggior esponente di questo stile architettonico è stato Yoshida Isoya il quale, attraverso l'integrazione delle nuove tecnologie costruttive alle tradizioni stilistiche del Sukiya style, ha definito una moderna concezione di questo stile architettonico.

In Fig. 4.20 è rappresentato un esempio di edificio realizzato secondo la moderna concezione del Sukiya Style. Osservando l'immagine si nota la semplicità dei dettagli che rendono un tutt'uno l'edifico con l'ambiente.



Figura 4.20: Edificio realizzato secondo lo stile Sukiya (Hassho-Kan, Nagoya (Jap)). [32]

4.3.3 Tamedia Office Building

Un'applicazione moderna di questo stile è il "Tamedia Office Building" a Zurigo, ideato dall'architetto giapponese Shigeru Ban, noto per le opere realizzate in cartone.

L'edificio è costituito da uno scheletro strutturale realizzato completamente in legno e un involucro esterno sorretto dal telaio ligneo che costituisce la parete vetrata. In Fig. 4.21 si vede il telaio esterno costituente la facciata vetrata, mentre in 4.22 è rappresentato lo scheletro strutturale dell'edificio.

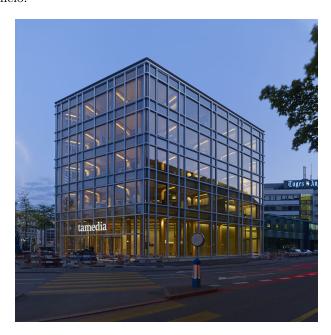


Figura 4.21: Vista esterna del Temadia Office.



Figura 4.22: Modello della connessione utilizzata nel Tamedia Office Building.

Il telaio è realizzato interamente in legno e si sviluppa su cinque piani d'altezza. La forma del tetto rispecchia la forma degli edifici circostanti, seguendo chiaramente il principio di armonizzazione con l'esterno dello stile Sukiya.

Anche la struttura portante dell'edificio segue il medesimo stile. Infatti se si osserva l'intelaiatura lignea si nota chiaramente che nelle connessioni non sono presenti nessun tipo di connettori metallici. Infatti, seguendo la tradizione della carpenteria giapponese Shigeru Ban ha realizzato il telaio sfruttando unicamente nodi di carpenteria.

Analizzando lo schema strutturale, il telaio in direzione trasversale è composto da tre campate, di cui quelle alle estremità hanno una luce ridotta di 3.2 m, mentre la campate centrale ha una lunghezza di 14 m. Tutti gli elementi dell'edificio sono realizzati in legno lamellare.

Gli elementi che più caratterizzano quest'opera sono, senza dubbio, le connessioni travepilastro. Infatti le travi secondarie, ovvero quelle ordite secondo la direzione longitudinale dell'edificio, oltre a svolgere la funzione di collegamento tra i vari telai piani, hanno l'importate funzione di connettere le travi principali con i pilastri. Queste travi di collegamento sono lunghe 5.5 m, hanno un altezza di 35 cm e sono a forma ellittica. Anche questi elementi come tutto il resto sono realizzati in legno lamellare.

Il funzionamento di questa connessione è quello tipico delle unioni di carpenteria, ovvero un meccanismo di trasferimento delle azioni per contatto senza l'utilizzo di connettori meccanici. Infatti il vincolo di incastro in questa unione è fornito dalla trave secondaria che entra nel nodo. In Fig. 4.23 è rappresentato un dettaglio dell'unione nel quale si nota chiaramente che la trave secondaria ellittica, inserita nella cavità all'estremità della trave e nella cavità del pilastro, impedisce la rotazione relativa tra gli elementi principali.



Figura 4.23: Modello della connessione utilizzata nel Tamedia Office Building.

Capitolo 5

Analisi FEM dell'unione di carpenteria

In questo capitolo si è voluto analizzare come si comporta un'unione di carpenteria soggetta ad un'azione sismica, ovvero un'azione che agisce orizzontalmente dal punto di vista delle tensioni e delle deformazioni. Tale analisi è stata realizzata attraverso la modellazione agli elementi finiti, in particolare si è considerato una tipologia di nodo di carpenteria e ne sono stati studiati diversi aspetti.

L'analisi è stata suddivisa in due parti:

- un'analisi locale del problema, analizzando nel dettaglio la connessione e considerandola come un elemento tridimensionale;
- un'analisi globale, ovvero analizzando le sollecitazioni che si generano in un telaio piano soggetto a carichi orizzontali nel quale gli incastri in corrispondenza delle unioni di carpenteria sono stati sostituiti da molle rotazionali.

Per l'analisi di questo problema si è proceduto per fasi. In prima battuta si è analizzato il comportamento della connessione e quindi il comportamento dell'elemento strutturale isolato riconducendolo ad un caso notevole di struttura, al fine di determinare la rigidezza della molla rotazionale corrispondente alla connessione.

Compresa la rigidezza di tale unione tradizionale, si è proseguito con l'analisi di un telaio semplice in modo da determinare le caratteristiche di sollecitazione che si generano nel telaio piano in cui le connessioni sono sostituite dalle molle in seguito ad un'azione orizzontale di varia intensità.

Infine, il momento flettente sollecitante in prossimità delle unioni trave-pilastro è stato applicato al modello locale in modo da determinare lo stato tensionale e deformativo che si creano nella connessione. Noti gli spostamenti del nodo nel piano del telaio, le tensioni che si generano nell'unione e le deformazioni degli elementi, si sono fatti dei confronti tra diverse condizioni di carico per capire quando l'elemento ligneo entra in crisi. Per capire, in maniera approssimata e semplice, quando avviene il collasso si sono confrontate le tensioni agenti con le resistenze caratteristiche del legno.

5.1 Modello locale della connessione

Si è deciso di analizzare un particolare nodo di carpenteria, anche detto unione ad unghia a tenoni sfalsati, partendo da una generica unione a tenone e mortasa come quella rappresentata in Fig. 5.1.

Tale connessione consiste in un particolare nodo che permette di realizzare connessioni incrociate, ovvero permette di unire elementi con asse diretto in direzioni diverse. Risulta utile perché può essere considerato una buona soluzione per le unioni tra elementi verticale ed elementi orizzontali, in particolare le connessioni trave-pilastro. Inoltre, nella connessione si è previsto

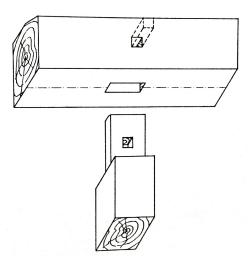


Figura 5.1: Esempio di connessione a tenone, tipica nella tradizione giapponese. [1]

il posizionamento di una bietta che, inserita in un foro passante l'intera unione, irrigidisce la connessione e consente una maggiore efficacia nel trasferimento delle azioni.

Nella prima fase di studio l'elemento è stato rappresentato in AutoCad al fine di capire meglio le dimensione e la reale geometria.

Per prima cosa si è cercato di capire la forma che potesse avere tale connessione e per fare questo si è considerato in partenza un elemento verticale semplice di base 300 mm x 300 mm.

In Fig. 5.2 è rappresentato il punto di partenza per la determinazione della forma e della geometria.

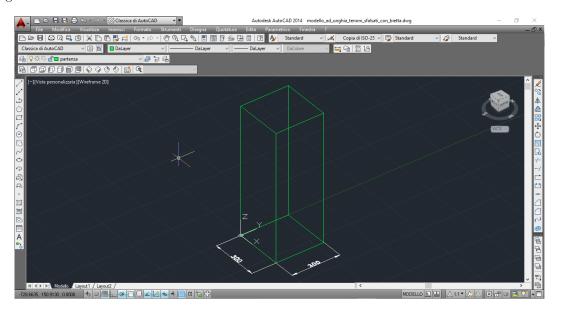


Figura 5.2: Punto di partenza per la creazione del modello.

In seguito si è sezionato l'elemento verticale lungo un piano obliquo inclinato di 45° rispetto al piano X-Y al fine di creare il collegamento perpendicolare. Sulla faccia inclinata si sono creati i tenoni e le mortase che consentono il mutuo collegamento tra i due elementi strutturali. In ultimo si è predisposto il foro dove si inserisce la bietta per collegare i due elementi.

In Fig. 5.3 è rappresentato l'elemento verticale finito, mentre in Fig. 5.4 è illustrato l'elemento orizzontale complementare al primo.

E' importante far notare che l'elemento verticale (pilastro), in corrispondenza della faccia di contatto, presenta tre tenoni di spessore 30 mm che escono dalla faccia inclinata per una lunghezza di 243 mm. Intervallati tra i tre tenoni ci sono le mortase, ovvero gli alloggiamenti per i tenoni dell'elemento complementare. Le mortase sono solo due, dato che l'elemento orizzontale è costituito da solo due tenoni di una larghezza superiore pari a 45 mm ciascuna.

La descrizione di tali elementi è maggiormente intuibile guardando i modelli 3D.

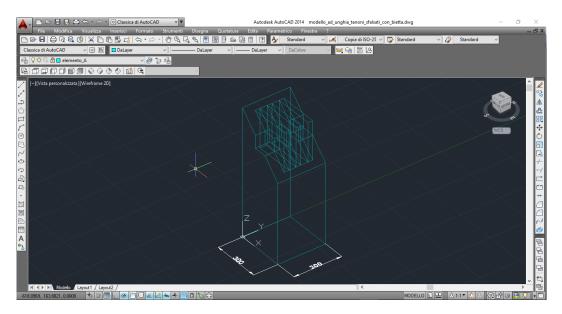


Figura 5.3: Elemento verticale della connessione.

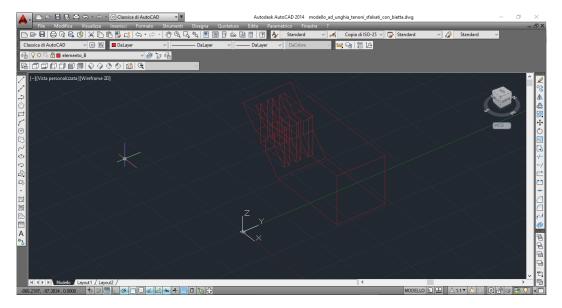


Figura 5.4: Elemento orizzontale della connessione.

Nota completamente la geometria della connessione si è proseguito con la modellazione dei solidi, ovvero si sono creati i modelli 3D dei singoli elementi che costituiscono la connessione di carpenteria.

Per la rappresentazione solida è stato utilizzato il software SpaceClaim, molto utile dato che consente in seguito di importare direttamente la geometria del modello in ANSYS.

In Fig. 5.5 è rappresentato il modello dell'elemento verticale, mentre in Fig. 5.6 l'elemento orizzontale.

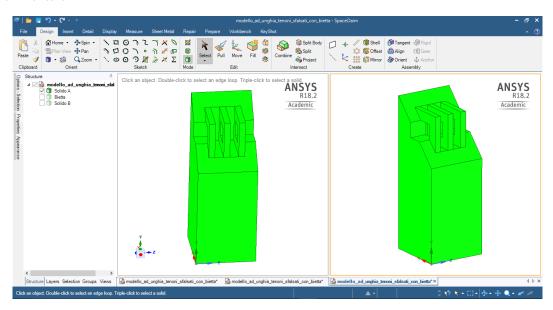


Figura 5.5: Alcune viste del modello 3D dell'elemento verticale.

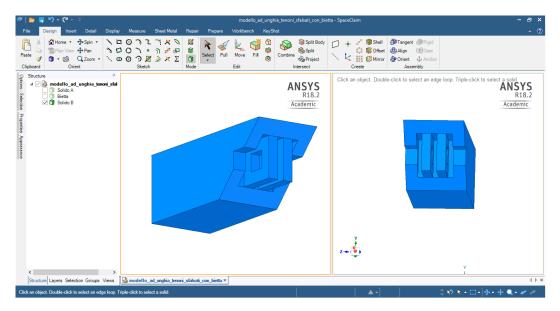


Figura 5.6: Alcune viste del modello 3D dell'elemento orizzontale.

Infine in Fig. 5.7 è rappresentata la connessione nel suo insieme, compresa la bietta che funge da connettore tra i due elementi strutturali.

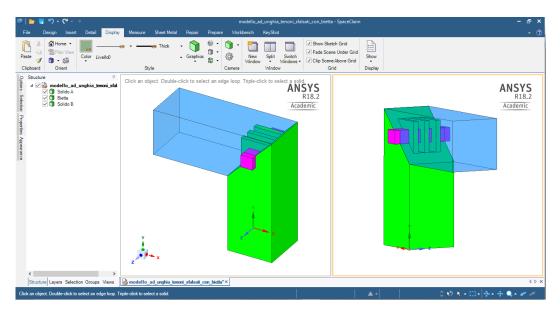


Figura 5.7: Alcune viste del modello 3D della connessione completa.

	U.M.	Valore
Massa volumica	kg/m^3	470
Moduli elastico E_0	GPa	14.13
Modulo elastico perpendicolare alla fibra E_{90}	GPa	0.69
Modulo elastico a taglio G	GPa	0.88
Coefficiente di Poisson ν_{LR}	1	0.37
Coefficiente di Poisson ν	1	0.42

Tabella 5.1: Parametri relativi alla definizione del materiale.

Tabella 5.2: Parametri geometrici della sezione.

Dati geometrici della sezione	
Base (b)	300mm
Altezza (h)	300mm
Area $(A = b \cdot h)$	$9\cdot 10^4mm^2$
Momento d'inerzia rispetto asse 3 $(J = \frac{b \cdot h^4}{12})$	$6.75 \cdot 10^8 mm^4$

5.1.1 Ipotesi assunte

Al fine di studiare il problema della connessione e capirne a fondo il suo comportamento si sono fatte delle ipotesi, in particolare:

- gli elementi strutturali sono realizzati in legno massiccio di conifera di classe C40. Per descrivere il comportamento del materiale si è utilizzato un legame costitutivo elastico ortotropo; In Tab. 5.1 sono definiti i valori dei parametri meccanici che descrivono il materiale. Inoltre è stata fatta un'ulteriore ipotesi per quanto riguarda le direzioni anatomiche fondamentali, ovvero si confondono la direzione tangenziale e radiale assumendo così per entrambe le direzioni gli stessi valori, riducendo così il numero di parametri in gioco;
- gli elementi hanno sezione quadrata, rappresentata in Fig.5.10, di cui le caratteristiche geometriche sono indicate in Tab. 5.2;
- si è considerato solo un componente strutturale della connessione stessa, in particolare l'elemento verticale rappresentato in Fig. 5.3;
- è stata realizzata una mesh utilizzando elementi tetraedrici quadratici (elementi MESH200) che permettono di analizzare il problema senza troppe restrizioni e in maniera qualitativamente buona. Inoltre, al fine di garantire una corretta caratterizzazione delle tensioni e delle deformazioni in prossimità della connessione, si è deciso di aumentare la discretizzazione utilizzando elementi finiti più piccoli in prossimità delle superfici di contatto. In Fig. 5.8 si osserva l'elemento discretizzato e si nota la maggiore concentrazione di elementi in prossimità delle superfici di contatto tra gli elementi costituenti l'unione;
- visto il comportamento previsto della connessione, si è ipotizzato che dopo una prima fase di rilassamento delle fibre del legno, dovuta ad una prima deformazione, si sviluppi un vincolo di *incastro perfetto* tra i due elementi che formano la connessione assieme alla bietta. Tale grado di vincolo, illustrato in Fig. 5.9, si genera in quanto non si può avere compenetrazione tra gli elementi, per cui in fase di modellazione si è creato un vincolo che impedisce ogni tipo di spostamento e/o rotazione delle superfici in comune tra gli elementi che formano la connessione stessa.

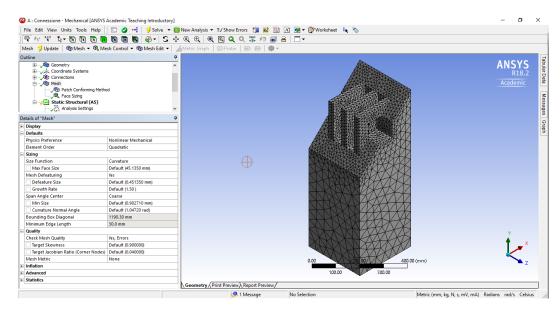


Figura 5.8: Mesh dell'elemento.

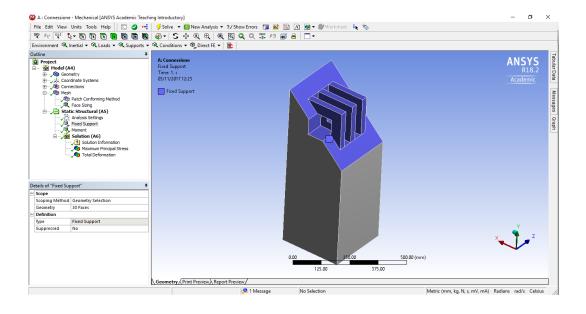


Figura 5.9: In blu, sono rappresentate le superfici vincolate dell'elemento.

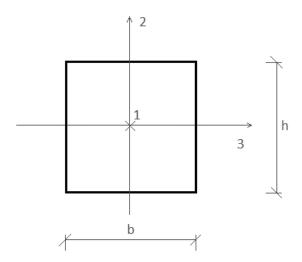


Figura 5.10: Sezione dell'elemento verticale.

5.2 Modello globale della struttura intelaiata in legno

Realizzato il modello locale, si è passati all'analisi del comportamento globale del telaio per capire quale schema statico possa approssimare meglio la situazione reale. In prima approssimazione si è considerato il pilastro come elemento separato dalla struttura per capire il grado di vincolo che la connessione è in grado di trasmettere.

5.2.1 Schematizzazione della connessione

Analizzando il pilastro si ipotizza un funzionamento a doppio incastro di cui la sommità ruota. Lo schema ipotizzato è rappresentato in Fig. 5.11.

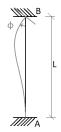


Figura 5.11: Schema statico del pilastro, doppio incastro con rotazione della sommità.

Noto lo schema, si è potuto determinare la rigidezza della molla che sostituisce il vincolo di incastro perfetto nel telaio che si andrà ad analizzare. La molla è di tipo rotazionale, ovvero si attiva dal momento che si genera una rotazione dell'estremo.

In definitiva, per determinare il grado di vincolo in sommità al pilastro si è utilizzato uno schema classico a doppio incastro e in seguito si è applicato una rotazione unitaria in prossimità della connessione trave-pilastro, determinando quindi il momento che esso genera. Dalla relazione 5.1 si è in grado di determinare facilmente la rigidezza della molla, noti il momento e la rotazione.

$$M = K_r \, \phi \tag{5.1}$$

Lo schema finale sarà quindi quello rappresentato in Fig. 5.12, ovvero un elemento incastrato ad un'estremità e in sommità vincolato con il resto della struttura da una molla rotazionale. La rigidezza della molla K_r è data dalla relazione seguente:

$$K_r = \frac{4EJ}{L} \tag{5.2}$$



Figura 5.12: Schema statico del pilastro con molla rotazionale.

Considerando quindi le ipotesi assunte precedentemente si è proceduto alla determinazione della rigidezza della molla rotazionale che descrive la connessione.

$$K_r = \frac{4EJ}{L} = \frac{4 \cdot 1.4 \cdot 10^4 \cdot 6.75 \cdot 10^8}{4000} = 9.45 \cdot 10^9 \frac{N \cdot mm}{rad}$$
 (5.3)

5.2.2 Definizione del telaio

Nota la rigidezza della molla che rappresenta la connessione, si analizza il telaio piano nella sua interezza. In particolare si è studiato un telaio molto semplice, ovvero un portale costituito da due pilastri e una trave. Il telaio studiato è rappresentato in Fig. 5.13. Inoltre si nota che per entrambi i nodi di carpenteria situati alle sommità dei pilastri si ha la stessa rigidezza della molla K_r .

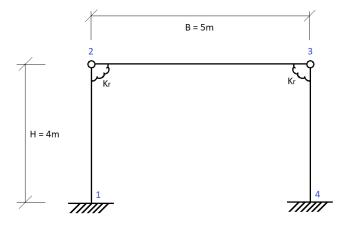


Figura 5.13: Composizione del telaio studiato con le relative dimensioni.

In seguito si è costruito il telaio all'interno del software di calcolo e per analizzare questa tipologia di problemi piani si è preferito utilizzare il programma SAP2000. Per prima cosa si è quindi introdotto il materiale con cui sono costituti gli elementi del telaio. In Fig. 5.14 sono rappresentati i passaggi per la sua definizione, in particolare si nota che si è creato un materiale ortotropo con le caratteristiche meccaniche che rispecchiano le direzioni anatomiche fondamentali del legno.¹

Una volta definiti il materiale e la sezione (sezione rettangolare degli elementi 30x30), si è passati alla definizione dello schema statico del telaio. Si sono disegnati tre elementi rettilinei che rappresentano gli elementi strutturali e ad essi sono state attribuite le caratteristiche del materiale e della sezione. Per gli elementi rettilinei sono stati utilizzati elementi Beam e la mesh è stata generata automaticamente dal software.

In seguito si sono introdotti i vincoli a terra, ovvero si è ipotizzato un vincolo di incastro perfetto a terra. Tale vincolo in realtà non esiste in quanto la connessione perfetta è impossibile da realizzare dati gli inevitabili spostamenti che si generano alla base dei pilastri ma, per il fine di questo studio, questa ipotesi può essere considerata vera.

Per quanto riguarda le connessioni trave-pilastro invece, si è sostituito l'incastro con delle molle rotazionali che esercitano la loro resistenza solo quando attivate da una rotazione relativa degli elementi strutturali. In particolare si sono rilasciati i momenti agenti attorno all'asse locale 3, ovvero l'asse uscente dal piano del telaio. In entrambe le connessioni si è rilasciata tale caratteristica della sollecitazione introducendovi una rigidezza rotazionale. La rigidezza di tale molla è quella calcolata precedentemente nel caso dell'elemento verticale isolato, rappresentata nell'eqn. 5.3.

¹Inoltre in Fig.5.14 si nota che esiste la possibilità di definire il coefficiente di dilatazione termica del materiale ma, per il fine di questo studio, tali valori sono stati lasciati quelli di default.

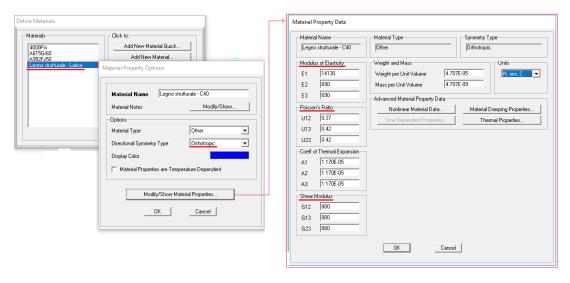


Figura 5.14: Definizione del materiale ortotropo in SAP2000.

In definitiva, in corrispondenza delle connessioni trave-pilastro si sono introdotte delle molle rotazionali di rigidezza $K_r = 9450 \, \frac{k N \cdot m}{rad}$. In Fig. 5.15 è rappresentata la configurazione del modello piano all'interno di SAP2000. Si

In Fig. 5.15 è rappresentata la configurazione del modello piano all'interno di SAP2000. Si osserva che nella rappresentazione piana del telaio, oltre ai rilasci alle estremità dei pilastri rappresentati come delle sconnessioni, sono anche visualizzati gli assi locali dei singoli elementi che permettono di attribuire correttamente le caratteristiche del materiale ortotropo. L'asse rosso rappresenta l'asse 1 del sistema locale che è la direzione anatomica fondamentale longitudinale, ovvero la direzione lungo le quali sono indirizzate le fibre degli elementi lignei.

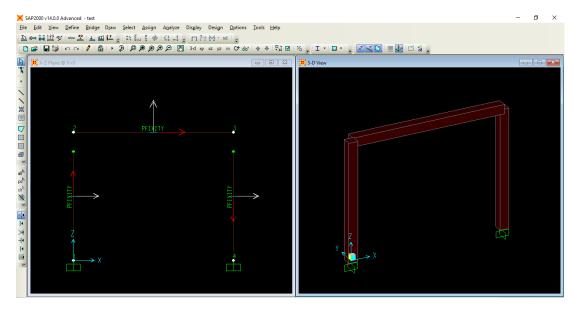


Figura 5.15: Modello del telaio, rappresentato nel piano X-Z e in una vista 3D, in cui gli elementi sono rappresentati con la loro effettiva sezione.

5.2.3 Applicazione dei carichi orizzontali

Sono state definite due condizioni di carico: un primo carico di modulo unitario utile a capire come la struttura reagisse e gli ordini di grandezza delle sollecitazioni in gioco; un secondo carico

orizzontale, determinato attraverso una metodologia *trial and error*, che genera una tensione all'interno dell'elemento tale da raggiungere le resistenze caratteristiche del materiale.

Si nota che, essendo l'azione sismica un'azione a inversione, dal momento in cui si passa all'applicazione del momento sollecitante nel modello locale, tale azione si applica con entrambi i segni.

Le due condizioni di carico applicate al telaio sono:

- carico orizzontale $F_x = 1 \, kN$, un carico unitario esplorativo per capire il comportamento della struttura;
- carico orizzontale $F_x = 63.97 \, kN$, ovvero il carico limite per la connessione.

5.3 Analisi dei due casi di carico

5.3.1 Carico orizzontale unitario

Come primo caso di carico si è imposta al telaio una forza, agente in direzione X, unitaria e si è andato a studiare il comportamento del telaio. Note le sollecitazioni sulla struttura, si è preso il momento agente in corrispondenza della connessione trave-pilastro e la si è riportata nel modello locale. Risolvendo il problema dell'elemento solido, si sono determinate le tensioni agenti sull'elemento e lo stato deformativo. In particolare si è determinata la tensione in direzione delle fibre, ovvero σ_y .

In Fig. 5.16 sono rappresentati il diagramma del momento flettente, la forma deformata del telaio ed il caso di carico.

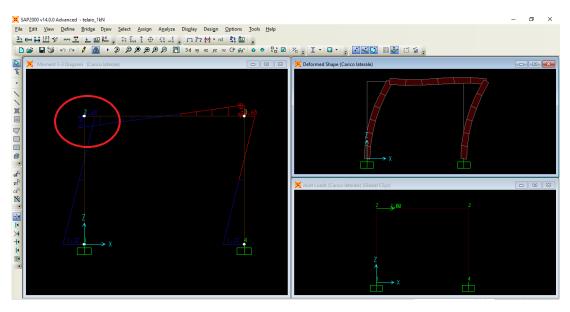


Figura 5.16: Risultati ottenuti per l'analisi del telaio soggetto al carico unitario.

Per questo caso di carico il momento che si genera nella connessione è relativamente di bassa intensità, in particolare $M_z=0.6781\,kN\cdot m$. Il passo successivo consiste nell'applicare tale azione al modello locale.

Momento positivo

In Fig. 5.17 sono rappresentati lo schema di carico dell'elemento e la sua deformazione totale, mentre in Fig. 5.18 sono rappresentati i risultati ottenuti in termini di tensione σ_y , ovvero la tensione in direzione della fibra.

Di seguito si riassumono brevemente in tab. 5.3 i risultati ottenuti.

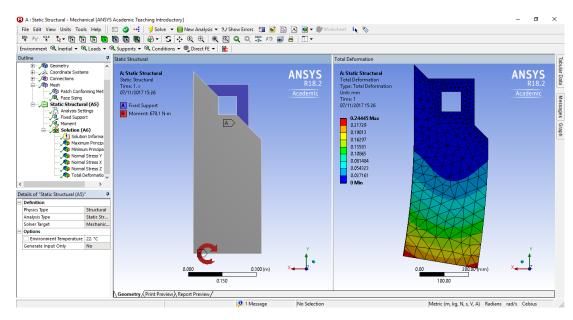


Figura 5.17: Modello della configurazione di carico e la deformazione totale dell'elemento.

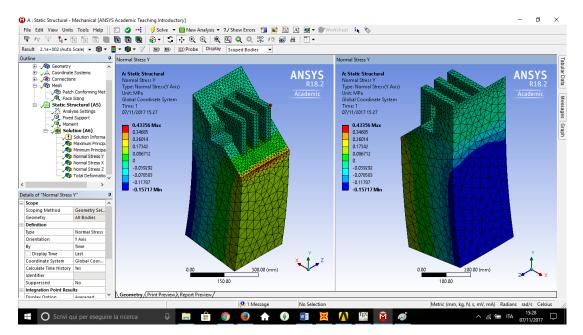


Figura 5.18: Risultati in termini di tensioni σ_y .

Tabella 5.3: Risultati relativi al caso di carico unitario.

Momento agente M_z	$+678.1N\cdot m$
Tensione massima di trazione	0.434MPa
Tensione massima di compressione	-0.157MPa
Massimo spostamento	0.245 mm

Momento negativo

In Fig. 5.19 sono rappresentati lo schema di carico dell'elemento e la sua deformazione totale, mentre in Fig. 5.20 sono rappresentati risultati ottenuti in termini di tensione σ_y , ovvero la tensione in direzione della fibra.

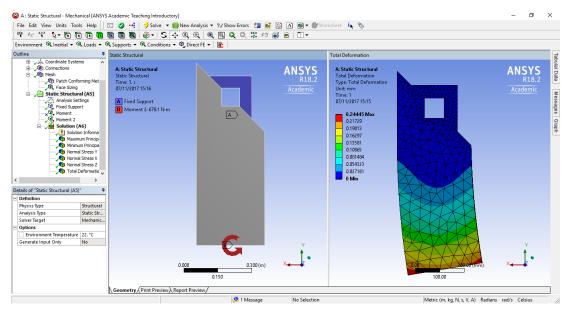


Figura 5.19: Modello della configurazione di carico e la deformazione totale dell'elemento.

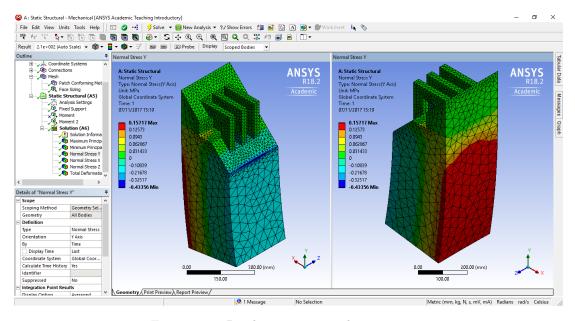


Figura 5.20: Risultati in termini di tensioni σ_y .

Di seguito si riassumono brevemente in tab. 5.4 i risultati ottenuti.

Tabella 5.4: Risultati relativi al caso di carico unitario.

Momento agente M_z	$-678.1N\cdot m$
Tensione massima di trazione	-0.434MPa
Tensione massima di compressione	+0.157MPa
Massimo spostamento	0.245 mm

5.3.2 Analisi critica dei risultati

Se si analizzano le tensioni generate dall'applicazione del momento con segno positivo in Fig. 5.18, si nota che sono presenti tensioni di trazione relativamente alte rispetto alle tensioni di compressione generate sulla faccia opposta del solido. Tali tensioni di trazione nascono in seguito alla scelta del vincolo di incastro perfetto delle superfici di contatto tra gli elementi che formano la connessione, ma tale grado di vincolo non è appropriato. Quando la connessione è sollecitata e tende ad aprirsi, solo su una porzione della superficie di contato si effettua il trasferimento degli sforzi tra gli elementi, in particolare solo nella zona compressa. Per questo motivo nella zona dove si sono create queste tensioni di trazione in realtà si ha un vincolo unilatero che lavora unicamente a compressione, per cui tali tensioni non si generano.

In Fig. 5.21, si nota che nel caso dell'applicazione di un vincolo unilatero le tensioni di trazione sullo spigolo non si creano.

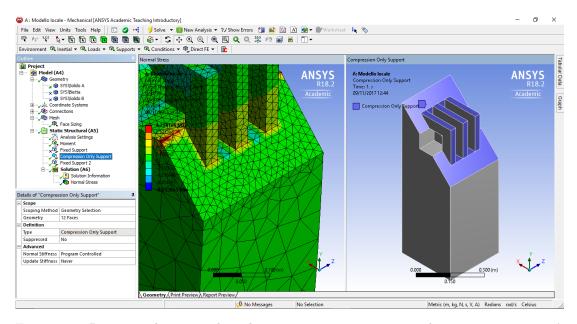


Figura 5.21: Posizionando un vincolo unilatero non si generano tensioni di trazione in prossimità del bordo della connessione.

Fatta questa considerazione, risulta dunque importante considerare unicamente la condizione di carico con momento negativo dato che, confrontando le tensioni, risulta la condizione più gravosa. Infatti se si analizzano le tensioni e si escludono quelle di trazione in prossimità del bordo dovute alla condizione di vincolo, ottenute con il momento positivo, la zona maggiormente sollecitata è la stessa dove in precedenza si sono create tali tensioni di trazione, ma ora dato il segno opposto della sollecitazione, esse sono di compressione.

In definitiva, per capire la condizione limite della connessione, si è analizzato esclusivamente questo caso (momento negativo).

5.3.3 Carico orizzontale limite

In questo caso di carico si è andata a determinare la forza, che agente sul telaio in direzione X, provoca il raggiungimento della condizione limite della connessione.

Tale forza è stata determinata in seguito a un processo trial and error in modo che nella zona dove si venivano a creare le tensioni massime di compressione si raggiunga la resistenza caratteristica del materiale. Noto il momento sollecitante in grado di portare la connessione alla condizione limite, attraverso un processo di back-analysis si è determinata la forza in grado di produrre nel telaio di riferimento tale momento.

Tabella 5.5: Resistenze caratteristiche legno classe C40.

Trazione parallela fibre f_{t0k}	26.0MPa
Trazione perpendicolare fibre f_{t90k}	0.4MPa
Compressione parallela fibre f_{c0k}	27.0MPa
Compressione perpendicolare fibre f_{c90k}	2.8MPa

Risulta importante sottolineare che si è considerata come condizione limite la condizione in cui un punto dell'elemento possiede una tensione σ_y pari ad una delle resistenze caratteristiche del materiale. In particolare le resistenze caratteristiche del materiale considerato sono indicate in Tab. 5.5.

In Fig. 5.22 è rappresentata la condizione limite dell'elemento verticale che forma la connessione. La crisi si verifica per compressione e la zona dove si raggiunge il limite è lungo il bordo della superficie di contatto tra gli elementi. In particolare si analizzano le tensioni σ_y , rappresentate in Fig. 5.23 dove si nota chiaramente la zona nella quale si raggiunge la tensione caratteristica a compressione (27 MPa).

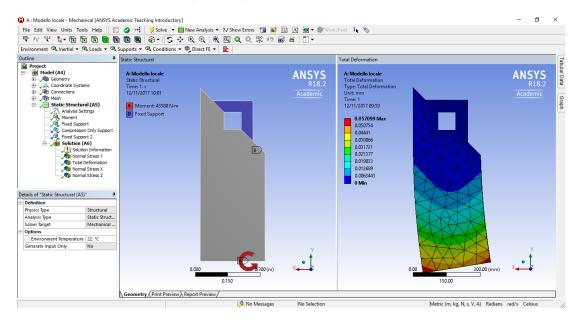


Figura 5.22: Modello della configurazione di carico limite e la deformazione totale dell'elemento.

Noto il momento che provoca il raggiungimento della resistenza limite si va a determinare la forza che, applicata al telaio piano, genera tale caratteristica di sollecitazioni in prossimità della connessione. Anche in questo caso, la determinazione di tale forza è stata possibile tramite un approccio trial and error. Infatti essendo noto il momento flettente, attraverso una serie di tentativi, si è determinata la forza che applicata all'altezza dell'elemento orizzontale genera tale sollecitazione.

In Fig. 5.24 è rappresentata la configurazione di carico per la quale si raggiunge la condizione limite per compressione delle fibre.

Si è determinata quindi la forza orizzontale che è in grado di portare la connessione alla resistenza ultima pari a $F_x = 63.97 \, kN$.

Determinato il momento che provoca il raggiungimento della condizione limite per quanto riguarda le tensioni in direzione Y, ovvero in direzione delle fibre, risulta interessante andare ad analizzare le tensioni che si vengono a creare nelle altre due direzioni X e Z.

In Fig. 5.25 sono rappresentate le tensioni normali alle fibre in direzione X e Z. Analizzando tali tensioni si nota che i valori massimi e minimi superano di molto le resistenze caratteristiche

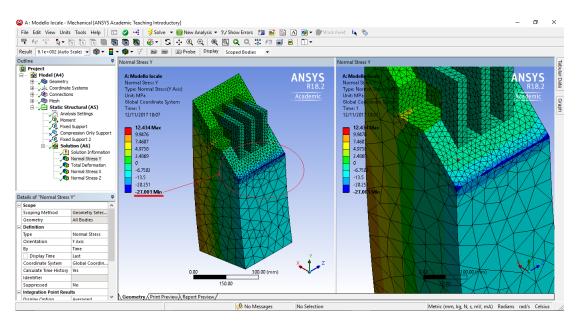


Figura 5.23: Tensioni σ_y relative alla condizione limite.

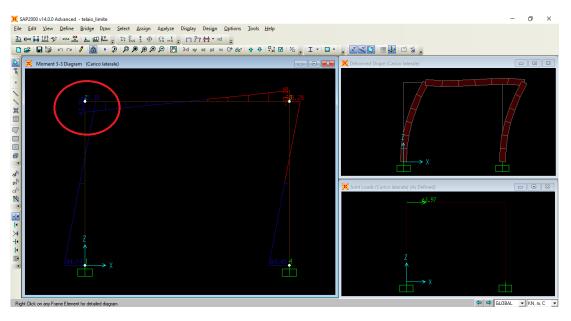


Figura 5.24: Configurazione di carico limite.

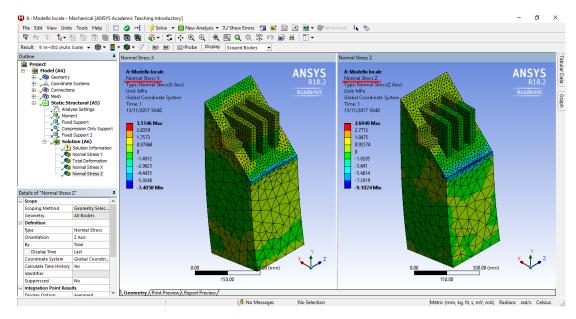


Figura 5.25: Tensioni σ_x e σ_z che si generano nella configurazione di carico limite.

in direzione perpendicolare alle fibre. Di conseguenza il carico limite dovrebbe basarsi su tali tensioni, ma in tal caso si commetterebbe un errore in quanto tali tensioni massime si concentrano sulle superfici di contatto degli elementi che formano la connessione e sono dovute alla condizione di vincolo perfetto considerato per rappresentare il problema. Infatti se si osserva l'elemento nella sua interezza si nota che le tensioni sono prossime allo zero tranne nelle zone indicate precedentemente dove assumono valori elevati. Di conseguenza si può affermare che tali picchi di tensione sono effetti localizzati dovuti principalmente alle condizioni di vincolo ipotizzate per formulare il problema della connessione.

Un'ulteriore considerazione può essere fatta su questi massimi e minimi di tensione, ovvero anche se essi dovessero effettivamente verificarsi si avrebbe la fessurazione del legno, ma tale fessurazione sarebbe limitata ad una porzione molto ridotta dell'elemento e non si propagherebbe molto all'interno dato che le tensioni si smorzano molto velocemente allontanandosi dalle superfici di contatto. Inoltre entra in gioco l'effetto Cook-Gordon, trattato nel par. 5.4, il quale afferma che se all'interno della matrice del materiale sono presenti delle superfici di separazione di scarsa resistenza, orientate perpendicolarmente alla direzione di propagazione della fessura, la fessurazione principale può fermarsi grazie alla formazione autonoma di fessure secondarie che bloccano l'avanzare della fessura principale.

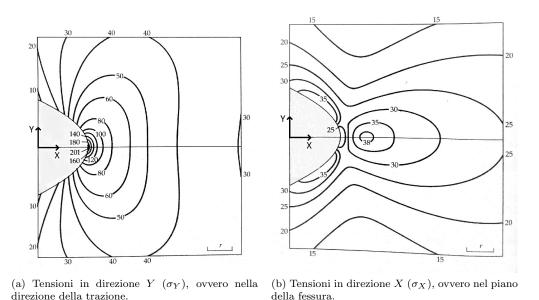


Figura 5.26: Distribuzione delle tensioni secondo Cook-Gordon. [33]

5.4 Effetto Cook-Gordon

A partire dal 1962 James Gordon e John Cook analizzarono in maniera dettagliata il problema tensionale che si viene a creare in prossimità dell'apice di una fessura, in particolare si concentrarono su un problema precedentemente trattato da Inglis, ovvero l'intensificazione degli sforzi che si crea all'apice di una fessura di forma ellittica. In precedenza Inglis era riuscito a dare una formulazione al problema attraverso la teoria matematica, ma in seguito Cook e Gordon ebbero la possibilità di utilizzare un calcolatore per rianalizzare lo stesso problema.

In Fig. 5.26 sono rappresentate le distribuzioni delle tensioni ottenute da Cook-Gordon per una lastra tesa in direzione unidirezionale con intaglio ellittico. In particolare nella figura di sinistra si nota l'intensificazione degli sforzi in prossimità dell'apice della fessura per quanto riguarda le tensioni σ_Y , mentre nella figura di destra si osservano le tensioni che agiscono perpendicolarmente rispetto alla direzione della forza applicata. Si osserva infatti che è presente un'ulteriore intensificazione degli sforzi non più in prossimità dell'apice della fessura ma leggermente più all'interno della lastra. Si nota inoltre che cambia la direzione in cui le tensioni agiscono, infatti questa seconda intensificazione di sforzi avviene in direzione parallela alla fessura.

Per i materiali omogenei come l'acciaio, questa intensificazione degli sforzi secondaria non produce alcun effetto sul meccanismo di propagazione della fessura, mentre per i materiali che presentano delle superfici di separazione a scarsa resistenza, come nel caso del legno, il meccanismo di rottura cambia notevolmente. In particolare questi sforzi portano alla separazione delle fibre, che sono dirette perpendicolarmente alla fessura primaria, generando quindi un'ulteriore fessura secondaria ortogonale a quella principale. La fessurazione secondaria quindi di conseguenza cambia il meccanismo di rottura interrompendo la propagazione della fessura primaria creando un vuoto nel materiale.

"Quest'apparente debolezza ha un effetto protettivo molto importante: una fessura non può quasi mai propagarsi in linea retta attraverso il tronco di un albero. Il legno non si rompe quasi mai a trazione e quando si rompe, la frattura è irroglare e a zigzag, il che significa che la fessura è stata ripetutamente fermata e deviata." [33]

Tale meccanismo è anche detto effetto Cook-Gordon e consiste in un meccanismo di rinforzo generato dalla presenza delle superfici di separazione. Nel legno tali superfici sono le fibre, che permettono al materiale di avere grande tenacità.

Capitolo 6

Conclusioni

In questa tesi di laurea si sono trattati diversi aspetti che riguardano il mondo delle costruzioni in legno. Si è partiti da una visione d'insieme nel caratterizzare il legno come materiale da costruzione arrivando ad un'analisi dettagliata del comportamento degli edifici realizzati con tale materiale. Inoltre si sono analizzati diversi prodotti ampiamente utilizzati nel mondo delle costruzioni derivanti dal legno, ognuno con diverse caratteristiche e problematiche. Si è passati poi ad una rapida rassegna di tipologie edilizie più note per la loro capacità di resistere ai terremoti e infine ci si è addentrati nel vero argomento di questa tesi, ovvero le connessioni tradizionali in legno.

L'obiettivo finale è stato quello di riuscire a capire il comportamento di una connessione di carpenteria inserita in un telaio in legno in seguito all'applicazione di una forza orizzontale che può rappresentare l'azione di un sisma. Prima di studiare il comportamento si è cercato di capire come questa tipologia di collegamento funzionasse e le sostanziali differenze rispetto a un'unione tra elementi strutturali di tipo meccanico.

Per la formulazione del problema si sono fatte delle ipotesi che possono essere utili per capire l'ordine di grandezza delle azioni in gioco che per lo scopo di questa tesi si rivelano sufficienti, ma se si intende capire maggiormente la deformazione e le tensioni che agiscono nei tenoni della connessioni, sono necessarie diverse condizioni al contorno.

Si è studiato un singolo elemento della connessione vincolando le superfici di contatto tra gli elementi che formano la connessione stessa. In particolare si è ipotizzato che tali superfici siano vincolate con un incastro perfetto. Il grado di vincolo generato è molto forte e nella realtà esso non si viene a creare. Infatti mentre nella zona compressa degli elementi, dopo una prima fase di assestamento dovuto alla compressione delle fibre, l'incastro perfetto può essere considerato veritiero; al contrario nella zona tesa tale vincolo sarebbe da considerarsi come monolatero. Nella realtà si verificherebbe una separazione delle superfici di contatto e la resistenza a trazione sarebbe affidata completamente ai tenoni.

Considerato l'obiettivo finale di questo elaborato, si è assunto tale ipotesi sul vincolo veritiera e ciò ha permesso di caratterizzare facilmente il problema dal punto di vista analitico.

Formulate le ipotesi per la definizione del problema, si è proseguito con la definizione dei modelli locale e globale. Nel modello locale si è rappresentato la connessione tradizionale come un insieme di elementi solidi (una porzione dell'elemento verticale, una porzione dell'elemento orizzontale e la bietta), mentre nel modello globale si è costruito il telaio esaminato utile a capire il legame tra la forza applicata sull'orizzontamento ed il momento agente a livello della connessione.

Per la modellazione della connessione, nel telaio globale si è supposto un comportamento elastico della connessione, ovvero si è sostituito il vincolo di incastro con una molla rotazionale la cui rigidezza dipende dall'inerzia della sezione, dal modulo elastico del materiale e dallo schema strutturale considerato.

In particolare si è considerato uno schema molto semplice, considerando l'elemento verticale come uno schema di trave elementare del tipo incastro-appoggio, dove il momento generato in

corrispondenza dell'appoggio dovuto ad una rotazione imposta è pari a $M=\frac{4EJ}{l}\cdot\phi$. Imponendo una rotazione unitaria si è ottenuta semplicemente la rigidezza della molla rotazionale che sostituisce l'incastro in corrispondenza dell'unione di carpenteria.

Nota tale rigidezza, si è creato il modello globale prestando attenzione alla definizione del materiale che costituisce gli elementi strutturali in legno, definendolo come materiale ortotropo.

In seguito si è proseguito con l'analisi del problema: in una prima fase si è applicata una forza orizzontale al telaio in corrispondenza dell'orizzontamento di valore unitario che ha permesso di capire gli ordini di grandezza del problema, mentre in una seconda fase si è determinata la forza che provoca la crisi della connessione per le ipotesi considerate.

Per l'analisi con il carico unitario, una volta imposta la forza sul telaio globale, si sono determinate le caratteristiche di sollecitazione che si generano nella struttura. Si è posta particolare attenzione al momento generato in corrispondenza della connessione trave-pilastro, ovvero in corrispondenza della connessione di carpenteria che si è voluta analizzare.

Noto il momento flettente agente, si è proseguito con l'analisi locale applicando tale momento al modello rappresentante la connessione. Lanciando l'analisi quindi si sono ottenute le tensioni all'interno dell'elemento e si sono fatte alcune considerazioni sui risultati ottenuti. In particolare si è compreso che il picco di tensioni di trazione che si genera sulle superfici di contatto è frutto unicamente della condizione di vincolo ipotizzata che non è la condizione reale. Di conseguenza, escluse tali tensioni di trazione, si è intuito che la crisi dell'elemento si avrà per compressione.

Compreso l'andamento delle tensioni nel modello locale e il meccanismo di collasso della connessione, per le ipotesi considerate, si è proceduto alla determinazione della forza orizzontale che applicata all'orizzontamento provoca la crisi dell'unione. In pratica si è effettuata un'analisi inversa, ovvero si è determinato il momento che provoca il raggiungimento della resistenza caratteristica a compressione del legno nel modello locale tramite un procedimento trial and error e in seguito si è determinata la forza che nel modello globale genera tale momento, definendo così la forza che conduce la connessione alla condizione limite.

Si è ottenuto così che la condizione limite per la connessione si raggiunge con l'applicazione di una forza orizzontale di circa $64\,kN$. Tale forza non è di modesta entità vista la semplicità del telaio considerato e di conseguenza si può affermare che una connessione realizzata seguendo questo modello possiede discrete capacità strutturali.

Questa capacità di resistere alle azioni orizzontali la rende una tipologia di connessione che può trovare diversi impieghi soprattutto nella realizzazione di edifici semplici e temporanei. Infatti la caratteristica principale delle unioni di carpenteria è l'assenza di connettori meccanici e ciò rende la struttura realizzata con tale tecnica facilmente smontabile e riutilizzabile.

Futuri studi su questi argomenti possono interessare numerosi aspetti.

In primo luogo si possono cambiare le ipotesi per quanto riguarda le condizioni di vincolo che senza dubbio risultano una limitazione dell'analisi fatta. In particolare si potrebbe supporre una condizione di vincolo monolaterale su tutte le superfici di contatto della connessione travepilastro e invece imporre un grado di vincolo di incastro sulle superfici a contatto con la bietta. In questo modo le condizioni di vincolo rappresenterebbero in maniera più corretta il reale comportamento dell'unione e in questo caso la crisi avverrebbe in corrispondenza dei tenoni.

In secondo piano, potrebbe essere interessante capire il funzionamento del vincolo in un contesto più ampio, ovvero considerare un telaio a più piani i cui collegamenti sono tutti realizzati con questa tipologia di unioni.

Bibliografia

- [1] Engel Heino. Measure and construction of the Japanese House. Charles E. Euttle Company, 1994.
- [2] Paola Andreozzi and Daniela Zaralli. *Manuale di carpenteria in legno*. DEI tipografia del genio civile, 1991.
- [3] Maurizio Piazza, Rioberto Tomasi, and Roberto Modena. Strutture in legno. Ulrico Hoepli Editore S.p.A., 2009.
- [4] Manuela Mattone. *Il legno, materiale della tradizione costruttiva*. Scuola di specializzazione in storia analisi e valutazione dei beni architettonici e ambientali Politecnico di Torino (sedi di Torino e Mondovì) Regione autonoma Valle D'Aosta, 2004.
- [5] Franco Laner. Il legno lamellare: il progetto. Habitat legno S.p.A., 1989.
- [6] Guglielmo Giordano, Ario Ceccotti, and Luca Uzielli. *Tecnica delle costruzioni in legno*. Biblioteca tecnica Hoepli. Hoepli, 5a edition, 1999.
- [7] Antonio Cirillo. Legno Calcoli Strutturali. Sistemi Editoriali, 8 edition, 2010.
- [8] Hans Joachim Blass, Aune P., Choo B.S., and et al. *Timber Engineering STEP-1*. Centrum Hout, 1995.
- [9] Jack Porteous and Peter Ross. Guida all'Eurocodice 5 Progettazione delle strutture in legno. EPC Editore, 2013. Titolo originale: Designers guide to Eurocode 5 Design of timber buildings.
- [10] CNR DT 201-2005. Istruzioni per interventi di consolidamento statico di strutture lignee mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.
- [11] Jozsef Bodig and Benjamin A. Jayne. Mechanics of Wood and Wood Composites. Krieger Pub Co, 1982.
- [12] Giancarlo Paganin. Strutture in calcestruzzo armato e legno aggiornamento agli Eurocodici. Esselibri S.p.A, 2012.
- [13] Bruno Zan. Calcolo e verifica delle strutture di legno. Dario Flaccovio Editore, 2015.
- [14] Michele Ruffino. Il legno lamellare incollato guida alla progettazione. Edizioni C.L.U.T. Torino, 1982.
- [15] UNI EN 14081-1-2016. Timber structures strength graded structural timber with rectangular cross section general requirements.
- [16] UNI EN 338-2016. Structuraltimber strength classes.
- [17] UNI EN 384-2010. Structural timber determination of characteristic values of mechanical properties and density.
- [18] Alideo De Angelis. Strutture in legno lamellare. DEI tipografia del genio civile, 2006.

90 BIBLIOGRAFIA

[19] Jack Porteous and Abdy Kermani. Structural Timber Design. Blackwell Publishing, 2007.

- [20] UNI EN 14080-2013. Timber structures glued laminated timber and glued solid timber requirements.
- [21] UNI EN 1194-2000. Timber structures glued laminated timber strength classes and determination of characteristics values. Replaced by Standard: UNI EN 14080-2013.
- [22] Guttmann Eva et al. L'altro massiccio Progettare e costruire con l'XLAM. promo legno, 2011.
- [23] Ario Ceccotti, Maurizio Follesa, and Marco P. Lauriola. Le strutture di legno in zona sismica. CLUT, 2007.
- [24] Ario Ceccotti. Il manuale del legno strutturale Vol. II. Mancosu Editore, 2003.
- [25] UNI EN 1995-1-1. Eurocodice 5 per la progettazione del legno per uso strutturale e per materiali a basi dei legno.
- [26] UNI EN 14592-2012. Timber structures dowel-type fasteners requirements.
- [27] EN 10230-1-2000. Steel wire nails part 1: loose nails for general applications.
- [28] Sebastiano Floridia and Andrea Gioia. Collegamenti nelle Strutture in legno Verifiche di collegamento legno-legno e acciaio-legno. Dario Flaccovio Editore, 2013.
- [29] EN 14545-2008. Timber structures connectors requirements.
- [30] UNI EN 912-2011. Timber fasteners specifications for connectors for timber.
- [31] Azby S. Brown. The genius of japanese carpentry The secrets of a craft. Kodansha International, 1989.
- [32] Teiji Itoh and Yukio Futagawa. The classic tradition in japanese architecture Modern version of the Sukiya style. John Weatherhill, Inc., 1972.
- [33] James E. Gordon. Strutture sotto sforzo. Zanichelli Editore, 1995.

Elenco delle figure

1	Esempio di connessione di carpenteria complessa detta daimochi-tsugi joint. [1].	ix
1.1	Travi antiche restaurate http://www.reclaimedantiquewoods.com/AntiqueBeams-/tabid/55/ID/9/Antique-Hand-Hewn-Beams.aspx - $04/08/2017$. 2
1.2	Tecnologie per la realizzazione di elementi composti di tavole. [5]	2
1.3	Struttura anatomica di conifere e latifoglie http://www.koppa.it/images/content-	
	/456458_38694_2_S_0_600_0_4093247/conifera.latifoglia.jpg - 09/08/2017 $$	4
1.4	$Differente\ partizione\ della\ matrice\ legnosa.\ -\ http://www.frudua.com/immagini/tag/legnosa.$	li.jpg
	- 22/09/2017	5
1.5	Ritiri e deformazioni delle tavole segate "in parallelo" da un tronco fresco. [6]	7
1.6	Distorsione di varie tipologie di tagli. [8]	8
1.7	Diagramma di correlazione tra temperatura ambiente e umidità relativa per le	
	tre classi. [7]	10
1.8	Schema del processo di progettazione della durabilità. [3]	11
1.9	Modelli costitutivi del legno massiccio e lamellare. [10]	13
		14
	Ipotesi semplificativa per il materiale. [3]	15
1.12	Insieme di prove effettuate dal Centro Universitario delle Scienze di Clarmont-Ferrand. [12]	16
2.1	Esempio di trave rettangolare smussata in legno massiccio http://www.ecomotti.it	
9.9	/immaginiCategorie/eco_travatura_per_ costruzioni_1.jpg - 21/09/2017 Esempio di trave lamellare https://www.bricolegnostore.it/listelli-tavole-legno-	20
2.2	massello-piallate-pali-in-legno/trave-lamellare-abete/trave-lamellare-abete-cm-08-	
	x-12-x-250-detail.html - $04/08/2017$	25
2.3	Realizzazione di un giunto a dita. [3]	28
2.4	Esempio di pannelli X-lamhttp://www.lowenergyhouse.it/gallery/sistema-legno/0	
2.4	- 07/08/2017	29. 29
2.5	Esempio di pannello OSBhttp://45.55.240.249/bassani/wp-content/uploads/paine	
2.0	osb.jpg - 25/09/2017	31
2.6	Esempi di elementi LVL http://put.edidomus.it/domus/products/fotoSchedaBig-	-
	/big_pollmeier.jpg - 26/09/2017	31
3.1	Esempio di struttura tipica in legno (U.S.A) http://www.eurolegnoclima.com	
	/sistemi_costruttivi_telaio/5.jpg - 17/10/2017 $\ \ldots \ \ldots \ \ldots \ \ldots \ \ldots \ \ldots$	34
3.2	Collasso di edifici in legno con coperture pesanti tipici della tradizione giap-	
	ponese http://aboutjapan.japansociety.org/resources/category/1/6/9/4/ima-	
	ges/BE032667.jpg - 17/10/2017	34
3.3	Effetto del tempo di carico sulla resistenza in direzione della fibratura del legno-	
	prova dalla durata di 5 minuti. [23]	35
3.4	Esempio di rifollamento del legno in una connessione a perno http://www.dist.unir	
0.5	/doc /dottweb/Panico/Campag4.jpg (rielaborata) - 22/10/2017	37
3.5	Plasticizzazione di un connettore metallico. [23]	37

3.6	Comportamento ciclico tipico di una connessione chiodata: a, curva di inviluppo. [24]	38
3.7	Criterio di definizione del collasso di una unione meccanica. [23]	38
3.8	Rifollamento del legno (e conseguente vuoto all'inversione di carico) ed effetto di	00
0.0	sfilamento del chiodo. [24]	39
3.9	Curve carico-spostamento per differenti configurazioni di giunti. [24]	39
	Particolare di unioni di carpenteria in un tempio giapponese http://www.sognando	
0.10	/wordpress /wp-content/uploads /2014/09/DSC031751.jpg - 23/10/2017	40
3 11	Esempio caratteristico di Fachwerkhaus https://www.stadtbild-deutschland.org	10
0.11	/forum/gallery/userImages /c1/7679-c119872f.jpg - 25/10/2017	41
3 19	Edificio Log-house in costruzione https://u.realgeeks.media/portlandonthe-	11
5.12	market /photodune-3109323-construction-of-log-houses-xs.jpg - 25/10/2017	42
3 13	Esempio di edificio realizzato con il sistema a blocchi massicci https://www.execsta	
5.15	/property/bio-wood-log-house-near-the-neusiedler-lake-national-park/HA-40881 -	ays.com
	25/10/2017	42
2 14	Struttura portante di un edifico Post & beam http://www.arataecobuilding.eu	42
5.14	/wp-content/uploads/2016/03 /DSCN1284-300x225.jpg- 25/10/2017	43
9 15		40
5.15	Struttura edifico realizzato con il sistema Platform frame e un particolare co-	4.4
	struttivo della parete. [23]	44
4.1	Esempio di connessione puntone-saetta http://www.pronello.net/images/caprdiag	r
7.1	/img02.jpg - 09/10/2017	48
4.2	Esempio di una semplice connessione ad un piano di taglio	49
4.3	Tipologie di chiodi: chiodi a gambo liscio e ad aderenza migliorata. [3]	50
4.4	Unione legno-legno a chiodi sovrapposti. [9]	51
4.4		51
	Giunto a T tra elemento orizzontale e pannello strutturale (OSB). [9]	91
4.6	Esempio di unione chiodata legno-acciaio http://www.atelier-lc.com/wp-	E 1
17	content/uploads/2013/12/bgr3.jpg - 29/10/2017	51 52
4.7	Esempio di una cambretta ed una connessione che utilizza le graffe. [7]	
4.8	Connessione bullonata, viste laterali e sezione. [28]	53
4.9	Esempi di perni. [3]	53
4.10		54
	Piastra punzonata ricavata per stampaggio da lamiera. [3]	54
4.12	Connessione mediante piastra punzonata http://albertogentili.weebly.com/uploac	
4.10	$/1/0/4/5/10457421/1680315$ _orig.jpg - $11/10/2017$	55
	Connettore ad anello tagliato ed esempio di unione legno-legno. [9]	55
	Connessioni mediante piastra di taglio. [9]	56
	In alto un esempio di piastra dentata, in basso un esempio di connessione. [9]	56
4.16	Particolare di arredo, in cui la connessione costituisce un elemento di design	
	http://materialdesign.it/media/formato4/md_2711.jpg - 13/10/2017	57
4.17	Puzzle ad incastro in legno https://img0.etsystatic.com/009/0/7760609/il_570xN	
	.420079776_j3ik.jpg - 13/10/2017	58
4.18	Esempi di unioni di carpenteria: a) giunto a dardo di Giove con biette; b) giunto	
	a dardo di Giove con connettori metallici; c) giunto con dente retto; d) giunto	
	con dente inclinato e connettori metallici; e) giunto a coda di rondine; f) giunto	F 0
	a mezzo legno. [3]	59
	Dipinto risalente al 1805 (Museo Nazionale di Tokio). [31]	60
	Edificio realizzato secondo lo stile Sukiya (Hassho-Kan, Nagoya (Jap)). [32]	62
4.21	Vista esterna del Temadia Office http://soyouknowbetter.com/wp-content/upload	
4.00	/2013/08/1-shigeru-ban.jpg - 31/10/2017	62
4.22	Telaio strutturale Tamedia Office Building http://1.bp.blogspot.com/-0mG6r8tv.	JTc
	/U72IddmPUil /AAAAAAAAACh0/BqFt8YSCLFU/s1600/Tamedia-Headquarters-	60
	Expansion-Shigeru-Ban-Architects-4.jpg - 31/10/2017	
4.23	Modello della connessione utilizzata nel Tamedia Office Building http://www.bur	
	etudes-bois.be/wp-content/uploads/2014/10/Tamedia_MockUp2.jpg - 31/10/2017	04

5.1	Esempio di connessione a tenone, tipica nella tradizione giapponese. [1]	66
5.2	Punto di partenza per la creazione del modello	66
5.3	Elemento verticale della connessione	67
5.4	Elemento orizzontale della connessione	67
5.5	Alcune viste del modello 3D dell'elemento verticale	68
5.6	Alcune viste del modello 3D dell'elemento orizzontale	68
5.7	Alcune viste del modello 3D della connessione completa	69
5.8	Mesh dell'elemento	71
5.9	In blu, sono rappresentate le superfici vincolate dell'elemento	71
5.10	Sezione dell'elemento verticale	72
	Schema statico del pilastro, doppio incastro con rotazione della sommità	73
	Schema statico del pilastro con molla rotazionale	73
	Composizione del telaio studiato con le relative dimensioni	74
	Definizione del materiale ortotropo in SAP2000	75
5.15	Modello del telaio, rappresentato nel piano X-Z e in una vista 3D, in cui gli	
	elementi sono rappresentati con la loro effettiva sezione.	75
	Risultati ottenuti per l'analisi del telaio soggetto al carico unitario	76
	Modello della configurazione di carico e la deformazione totale dell'elemento	77
	Risultati in termini di tensioni σ_y	77
	Modello della configurazione di carico e la deformazione totale dell'elemento	78
	Risultati in termini di tensioni σ_y	78
5.21	Posizionando un vincolo unilatero non si generano tensioni di trazione in prossi-	
	mità del bordo della connessione	80
	${\it Modello della configurazione \ di \ carico \ limite \ e \ la \ deformazione \ totale \ dell'elemento.}$	
	Tensioni σ_y relative alla condizione limite	82
	Configurazione di carico limite	
5.26	Distribuzione delle tensioni secondo Cook-Gordon. [33]	84

Elenco delle tabelle

1.1	Moduli di Poisson per legno di conifera e latifoglia. [11]	15
1.2	Moduli elastici di differenti specie legnose. [11]	15
2.1	Alcuni rapporti f/ρ per diversi materiali. [13]	19
2.2	Relazioni che permettono di determinare le proprietà meccaniche per le conifere.	
	[13]	21
2.3	Classi di resistenza per legno di conifera. [16]	
2.4	Classi di resistenza per legno di latifoglia. [16]	23
2.5	Classi di resistenza per legno lamellare di conifera. [21]	
2.6	Relazioni matematiche tra le proprietà meccaniche del legno lamellare omogeneo	
	e delle singole lamelle. [13]	28
5.1	Parametri relativi alla definizione del materiale	70
5.2	Parametri geometrici della sezione.	
5.3	Risultati relativi al caso di carico unitario	
5.4	Risultati relativi al caso di carico unitario	
5.5	Resistenze caratteristiche legno classe C40.	