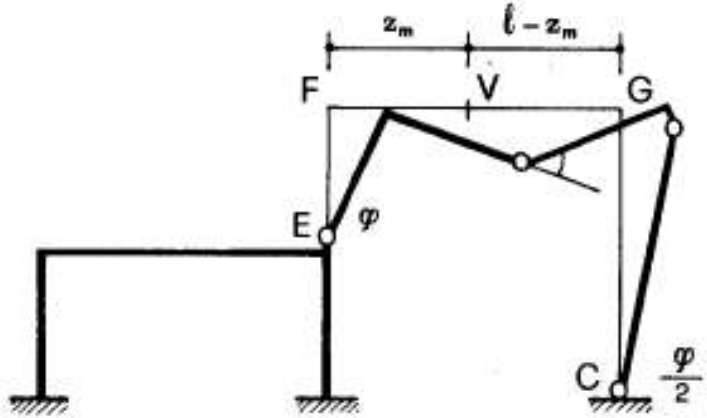
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Mantova

LE STRUTTURE IN LEGNO LAMELLARE



Ing. Andrea Flisi

Mantova 24 Giugno 2011

CLASSIFICAZIONE LEGNO

In accordo con le norme europee EN 14080 e EN 1194 il legno lamellare incollato viene definito con le classi di resistenza GL seguite da una cifra

GL24h – GL28h – GL32h – GL36h

GL24c – GL28c – GL32c – GL36c

(che corrisponde al valore caratteristico della resistenza a flessione).

Per la produzione di legno lamellare (GLxx) si usano lamelle che devono appartenere a determinate classi di resistenza (Cxx).

(GL sta per Glued Laminated Timber, ovvero legno lamellare in inglese)

			Legno lamellare incollato Omogeneo				Legno lamellare incollato Combinato			
Sollecitazione			**GL24h**	**GL28h**	**GL32h**	**GL36h**	**GL24c**	**GL28c**	**GL32c**	**GL36c**
Flessione	$f_{m,g,k}$	DaN/cm^2	240	280	320	360	240	280	320	360
Trazione parall Perpend	$f_{t,0,g,k}$ $f_{t,90,g,k}$	DaN/cm^2 DaN/cm^2	165 4	195 4,5	225 5	260 6	140 3,5	165 4	195 4,5	225 5
Compressione parall perpend	$f_{c,0,g,k}$ $f_{c,90,g,k}$	DaN/cm^2 DaN/cm^2	240 27	265 30	290 33	310 36	210 24	240 27	265 30	290 33
Taglio		DaN/cm^2	27	32	38	43	22	27	32	38

Modulo elastico
//medio
//caratt
perpmed
	$E_{0,g,mean}$
	$E_{0,g,05}$
	$E_{90,g,mean}$
		DaN/cm^2
		DaN/cm^2
		DaN/cm^2
			116.000
			94.000
			3.900
				126.000
				102.000
				4.200
					137.000
					111.000
					4.600
						147.000
						119.000
						4.900
							116.000
							94.000
							3.200
								126.000
								102.000
								3.900
									137.000
									111.000
									4.200
										147.000
										119.000
										4.600

Modulo di taglio	$E_{g,mean}$	DaN/cm^2	7.200	7.800	8.500	9.100	5.900	7.200	7.800	8.500
Massa volumica	γ_{gk}	DaN/m^3	380	410	430	450	350	380	410	430

			Legno massello			
Sollecitazione			**Abete**	**Rovere**		
Flessione	$f_{m,g,k}$	DaN/cm^2	230	420		
Trazione parall Perpend	$f_{t,0,g,k}$ $f_{t,90,g,k}$	DaN/cm^2 DaN/cm^2	140 4	250 8		
Compressione parall perpend	$f_{c,0,g,k}$ $f_{c,90,g,k}$	DaN/cm^2 DaN/cm^2	200 29	270 57		
Taglio		DaN/cm^2	25	40		

Modulo elastico
//medio
//caratt
perpmed
	$E_{0,g,mean}$
	$E_{0,g,05}$
	$E_{90,g,mean}$
		DaN/cm^2
		DaN/cm^2
		DaN/cm^2
			105.000
			70.000
			3.500
				120.000
				101.000
				8.000		

Modulo di taglio	$E_{g,mean}$	DaN/cm^2	6.600	7.500		
Massa volumica	γ_{gk}	DaN/m^3	415	825		

ANALISI STRUTTURALE

Le strutture in legno vanno inserite nell’analisi globale della struttura quindi nel

modello di calcolo bisogna inserire anche le strutture in legno quali coperture solai, ecc…

VERIFICHE : STATI LIMITE ULTIMI

STATI LIMITE ESERCIZIO

CON RIFERIMENTO

ALLE CONDIZIONI INIZIALI (ISTANTANEE)

ALLE CONDIZIONI FINALI (TEMPO INFINITO)

AZIONI E COMBINAZIONI

AZIONI PERMANENTI :

- COMPLETAMENTE DEFINITE

- NON COMPLETAMENTE DEFINITE

AZIONI VARIABILI :

- NEVE (coperture)

- variabile per solai

ECCEZIONALI :

- ESPLOSIONI
- URTI
- FUOCO

SISMICHE

CLASSI DURATA DEL CARICO

TABELLA 4.4.I

CLASSE DURATA CARICO	DURATA DEL CARICO
PERMANENTE	> 10 ANNI
LUNGA DURATA	Fra 6 MESI e 10 ANNI
MEDIA DURATA	Fra 1 SETTIMANA E 6 MESI
BREVE DURATA	< 1 SETTIMANA
ISTANTANEO	---

CLASSI DI SERVIZIO

TABELLA 4.4.II

Classe 1	Umidità del legno in equilibrio con ambiente a 20°C e umidità relativa dell'aria non superiore al 65% se non per poche settimane all'anno; l'umidità media del legno è minore del 12%
Classe 2	Umidità del legno in equilibrio con ambiente a 20°C e umidità relativa dell'aria non superiore al 85% se non per poche settimane all'anno; l'umidità media del legno è minore del 20%
Classe 3	Condizioni climatiche che portino ad una umidità maggiore di quella di classe 2

VERIFICHE DI RESISTENZA – PROPRIETA' MATERIALE

$$X_d = \frac{k_{mod}\, X_k}{\gamma_m}$$

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA γ_m

STATI LIMITE ULTIMI	γ_m
Combinazioni fondamentali	
Legno massiccio	1,50
Legno lamellare incollato	1,45
Pannelli di particelle o fibre	1,50
Compensato, pannelli scaglie orientate	1,40
Unioni	1,50
Combinazioni eccezionali	1,00

TABELLA 4.4.IV – valori di Kmod

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

VERIFICHE DI DEFORMABILIA’

$$\text{Modulo Elastico} = \text{Modulo elastico}\left(\frac{1}{1+K_{def}}\right)$$

TABELLA 4.4.V – valori di Kdef

Materiale	Riferimento		Classe di servizio		
			1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1		0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080		0,60	0,80	2,00
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-
Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.					

VERIFICHE PREVISTE NTC

4.4.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

$$\sigma_{t,0,d} \bullet f_{t,0,d} \qquad (4.4.2)$$

dove:
$\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura calcolata sulla sezione netta;
$f_{t,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente kh, come definito al § 11.7.1.1.

4.4.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

4.4.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \qquad (4.4.3)$$

dove:
$\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura;
$f_{c,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.
Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi, come definita al § 4.4.8.2.2.

4.4.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} \qquad (4.4.4)$$

dove:
$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;
$f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.
Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

4.4.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza, con riferimento a normative di comprovata validità.

4.4.8.1.6 Flessione

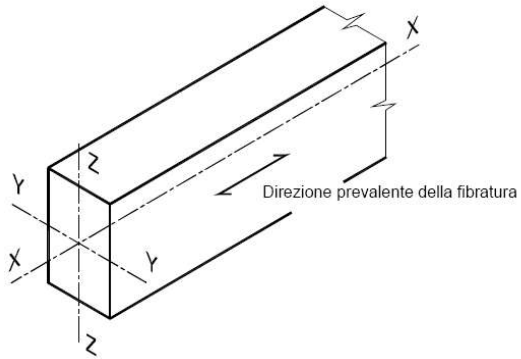
Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad (4.4.5a)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \qquad (4.4.5b)$$

dove:

σm,y,d e σm,z,d sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione;



- km = 0,7 per sezioni trasversali rettangolari;
- km = 1,0 per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1.

4.4.8.1.7 Tensoflessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \qquad (4.4.6a)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \qquad (4.4.6b)$$

I valori di km da utilizzare sono quelli riportati al § 4.4.8.1.6.
Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1.

4.4.8.1.8 Pressoflessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad , \qquad (4.4.7a)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \, . \qquad (4.4.7b)$$

I valori di km da utilizzare sono quelli riportati al precedente § 4.4.8.1.6.
Devono essere inoltre effettuate le verifiche di instabilità, come definite al § 4.4.8.2.2.

4.4.8.1.9 Taglio

$$\tau d \leq fv,d, \qquad (4.4.8)$$

dove:
τd è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;
fv,d è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.
Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τd, considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta heff nel caso di travi con intagli.
Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.
La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

4.4.8.1.10 Torsione

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} f_{v,d}, \qquad (4.4.9)$$

dove:

$\tau_{tor,d}$ è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;
k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale
$f_{v,d}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:
$k_{sh} = 1,2$ per sezioni circolari piene;
$k_{sh} = 1+ 0,15\ h/b \bullet\ 2$ per sezioni rettangolari piene, di lati b e h, $b \leq h$;
$k_{sh} = 1$ per altri tipi di sezione.

4.4.8.1.11 Taglio e Torsione

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la formula di interazione:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 , \qquad (4.4.10)$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

4.4.8.2 Verifiche di stabilità

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo **svergolamento delle travi inflesse** (instabilità flesso-torsionale) e lo **sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi**.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte.

Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la relazione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m}\, f_{m,d}} \leq 1, \qquad (4.4.11)$$

$\sigma_{m,d}$ tensione di calcolo massima per flessione;

$k_{crit,m}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{m,d}$ resistenza di calcolo a flessione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente kh.

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica kcrit,m

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per} \quad \lambda_{rel,m} \le 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{per} \quad 0,75 < \lambda_{rel,m} \le 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per} \quad 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \qquad (4.4.12)$$

$\lambda_{rel,m} = f_{m,k} / \sigma_{m,crit}$ snellezza relativa di trave;

$f_{m,k}$ resistenza caratteristica a flessione;

$\sigma_{m,crit}$ tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%) $E_{0,05}$.

4.4.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} \leq 1, \qquad (4.4.13)$$

$\sigma_{c,o,d}$ tensione di compressione di calcolo per sforzo normale;

$f_{c,o,d}$ resistenza di calcolo a compressione;

$k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $\lambda_{rel,c}$, che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}}, \qquad (4.4.14)$$

fc,o,k resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

σc,crit tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%);

λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando $\lambda_{rel,c} \bullet$ 0,3 si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}, \qquad (4.4.15)$$

$$k = 0,5\left(1 + \beta_c\left(\lambda_{rel,c} - 0,3\right) + \lambda_{rel,c}^2\right) \qquad (4.4.16)$$

βc coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità definiti al § 4.4.15, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio βc = 0,2;
- per legno lamellare βc = 0,1.

4.4.9 COLLEGAMENTI

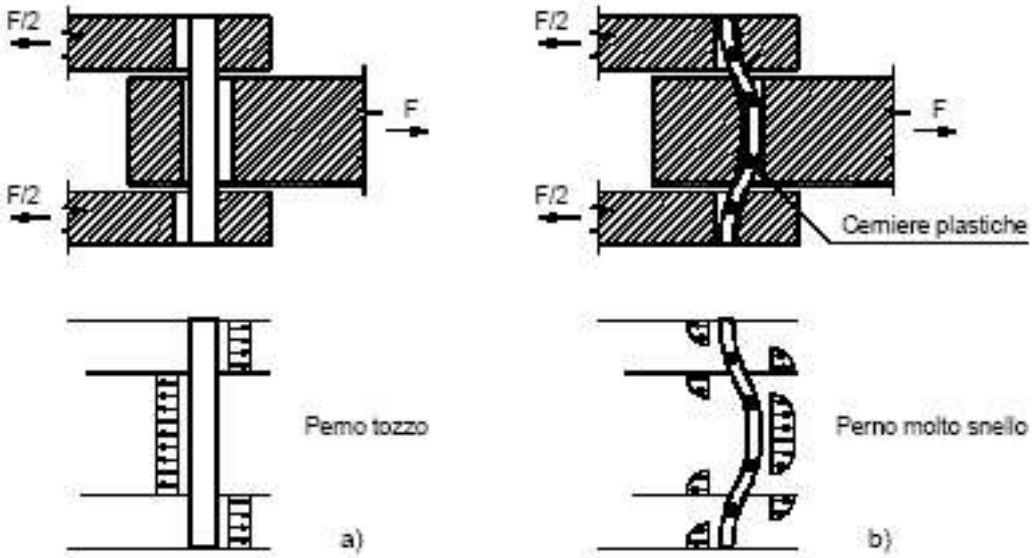
Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione utilizzati nei collegamenti devono essere determinate sulla base di prove meccaniche, per il cui svolgimento può farsi utile riferimento alle norme UNI EN 1075:2002, UNI EN 1380:2001, UNI EN 1381:2001, UNI EN 26891: 1991, UNI EN 28970: 1991, e alle pertinenti norme europee.

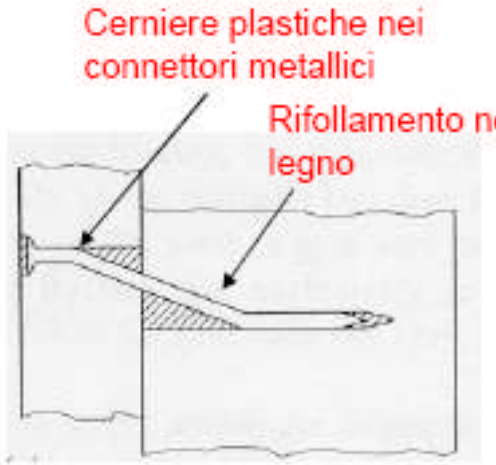
La capacità portante e la deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a normative di comprovata validità.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e, nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.
È ammesso l'uso di sistemi di unione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente norma tecnica.

Resistenza e duttilita' nei collegamenti a gambo cilindrico

Nel punto 8.3 (4)P la normativa considera soddisfatta la condizione di "collegamento dissipativo", nel caso di collegamenti con perni e bulloni, se il diametro *d* dei connettori non è superiore ai 12 mm, mentre gli elementi da connettere devono avere uno spessore maggiore di *10·d*.





AUMENTANDO LA SNELLEZZA DEL CONNETTORE AUMENTA LA DUTTILITA'

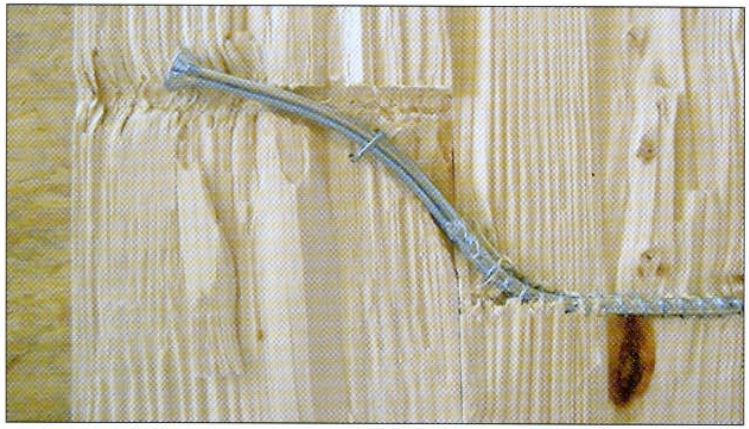
Modo di rottura dal comportamento elastoplastico

ATTENZIONE CHE NON INSORGA PRIMA UN MECCANISMO DI ROTTURA FRAGILE!!!!!!!

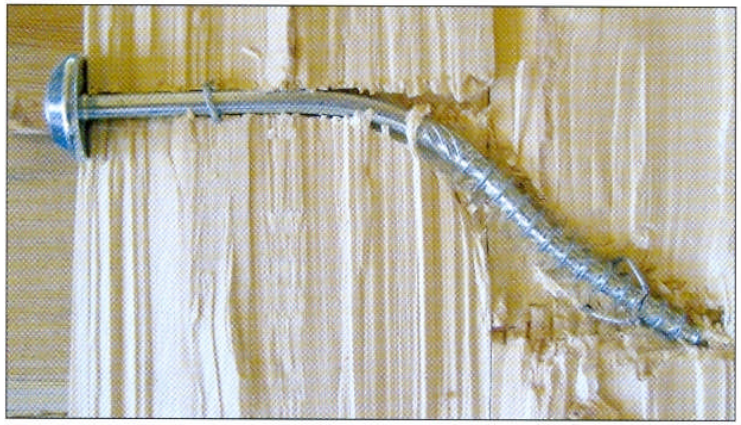
INFLUENZA DELLA RONDELLA

Figura 1 - Comportamento a taglio di una vite per legno

Dalle immagini allegate si può vedere come l’interazione legno-vite avvengsa in maniera ottimale, in quanto attorno alla vite ci sia un marcato rifolamento del legno che porta alla piegatura dell’elemento metallico con la creazione di due cerniere plastiche (una in ciasun elemento ligneo)



Applicazione vite senza rondella (SR)



Applicazione vite con rondella (CR)

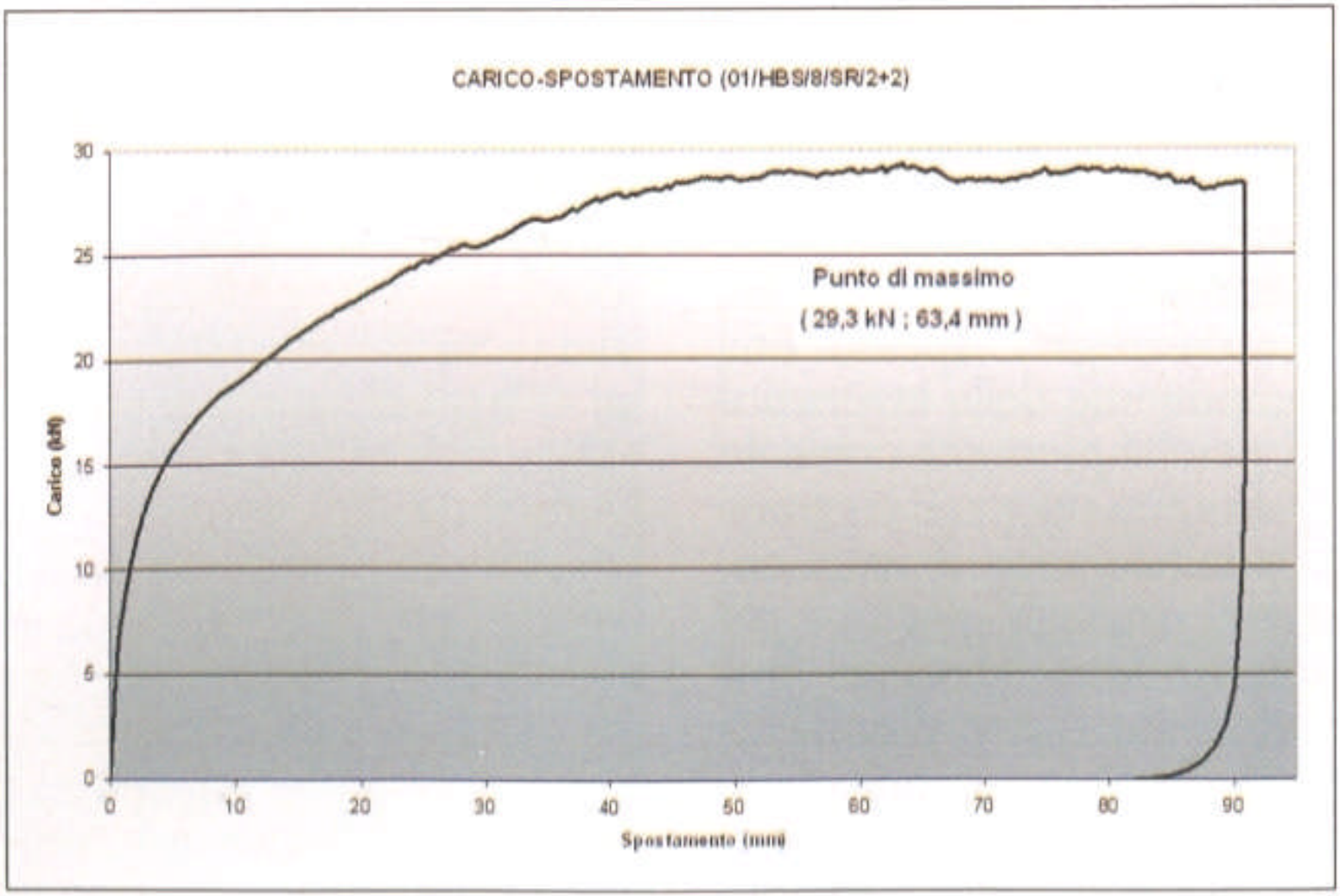
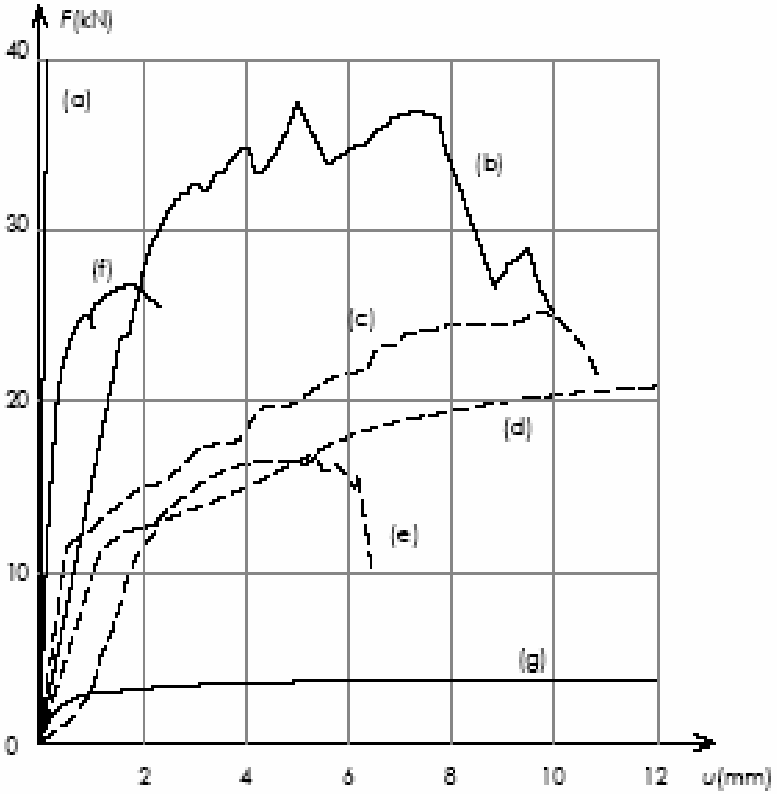
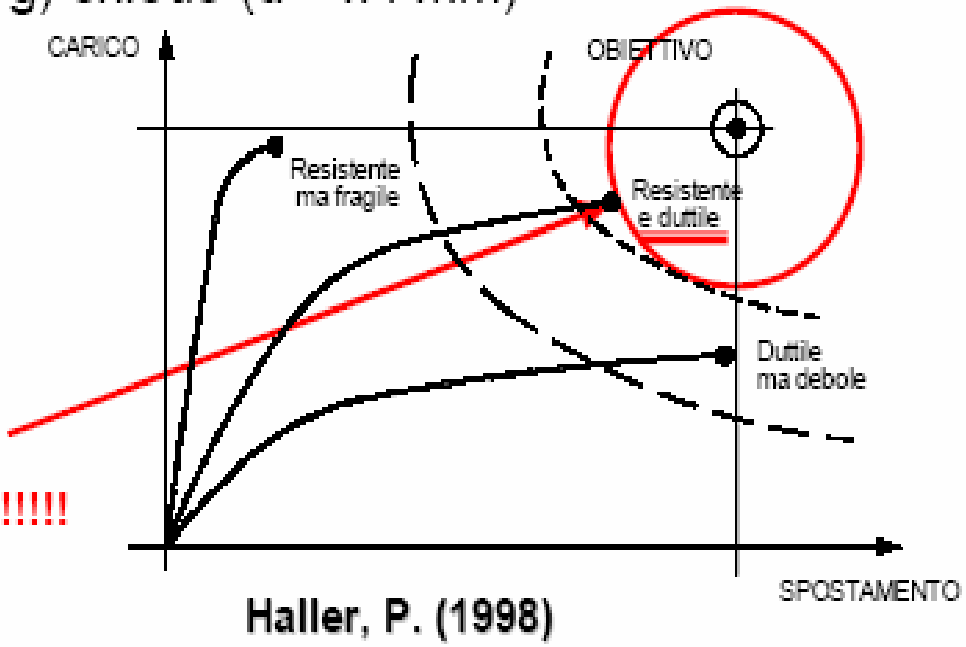


Grafico 1 - Comportamento a taglio campione con viti per legno

Comportamento meccanico dei collegamenti lignei



a) collegamento incollato (12500 mm^2);
b) anello (d= 100 mm);
c) piastra dentata (d= 62 mm);
d) perno (d= 14 mm);
e) bullone (d= 14 mm);
f) piastra stampata (100x100 mm^2);
g) chiodo (d= 4.4 mm)

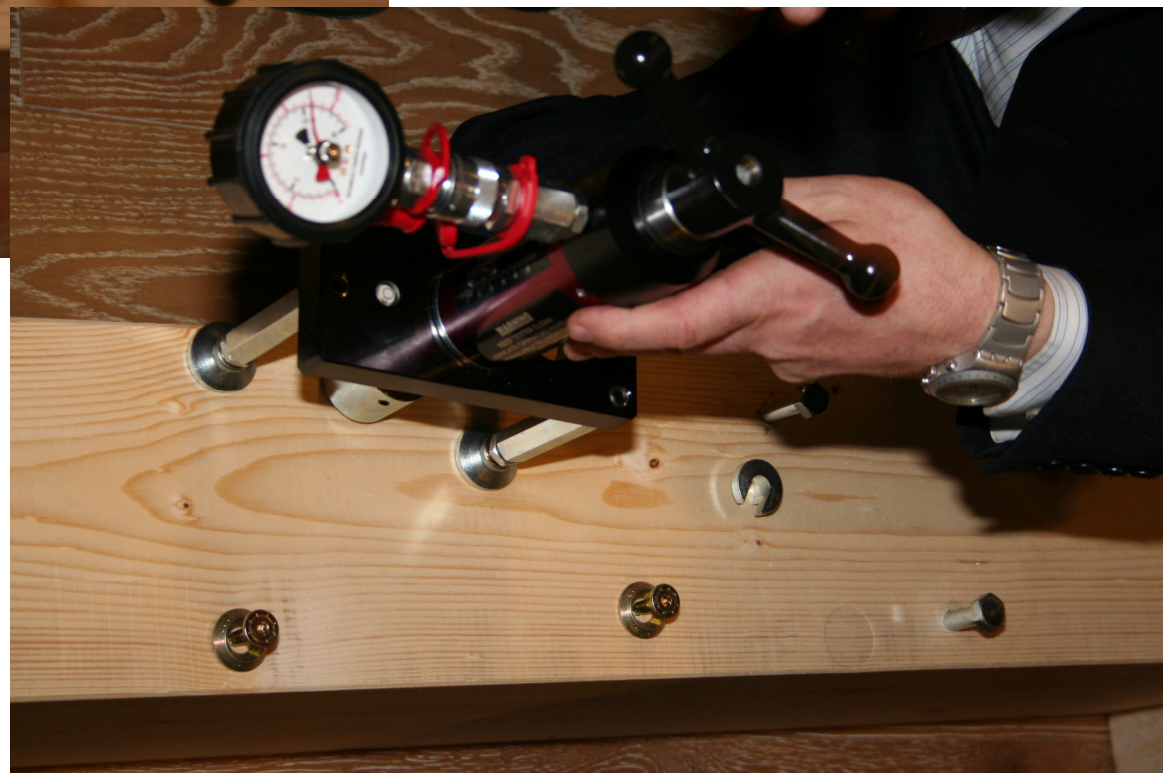


COMPORTAMENTO OTTIMALE

COLLEGAMENTO FORTE E DUTTILE !!!!!

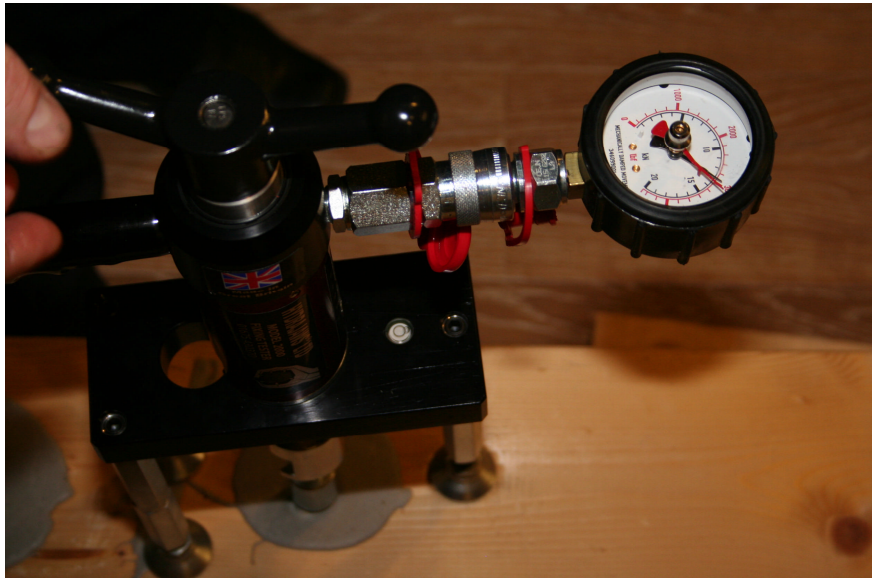
Haller, P. (1998)

PROVE DI ESTRAZIONE DELLE VITI NEL LEGNO



I risultati ottenuti mostrano che il primo segno di cedimento avviene attorno ai 2800 DaN per vite

Prove di estrazione elementi con resine



Estrazione di elementi resinati ha dato come risultati valori di resistenza superiori ai 4000 DaN

7.7.5.2 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Le membrature compresse ed i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere **prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione**, devono essere **progettati in modo tale che non si verifichino separazioni, dislocazioni, disassamenti.**

Perni e bulloni devono essere serrati e correttamente inseriti nei loro alloggiamenti (nel rispetto delle tolleranze previste).

ALTEZZA MASSIMA DEI NUOVI EDIFICI CON NTC

ORDINANZA PREVEDEVA

ORDINANZA PUNTO 4.2

Tabella 4.2 ALTEZZE MASSIME CONSENTITE

Zona sismica

	4	3	2	1
Sistema costruttivo	Altezza massima consentita (in m)			
Edifici con struttura in calcestruzzo	**Nessuna limitazione**	**Nessuna limitazione**		
Edifici con struttura in acciaio				
Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo				
Edifici con struttura in muratura ordinaria		**16**	**11**	**7,5**
Edifici con struttura in muratura armata		**25**	**19**	**13**
Edifici con struttura in legno		**10**	**7**	**7**

"Per le costruzioni in legno è ammessa la costruzione di uno zoccolo in calcestruzzo o in muratura, di altezza non superiore a 4 m, nel qual caso i limiti indicati si riferiscono alla sola parte in legno."

NTC 2008 prevedono

Per le tipologie strutturali: **costruzioni di legno** e di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in **zona 1**, è fissata una **altezza massima pari a due piani** dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

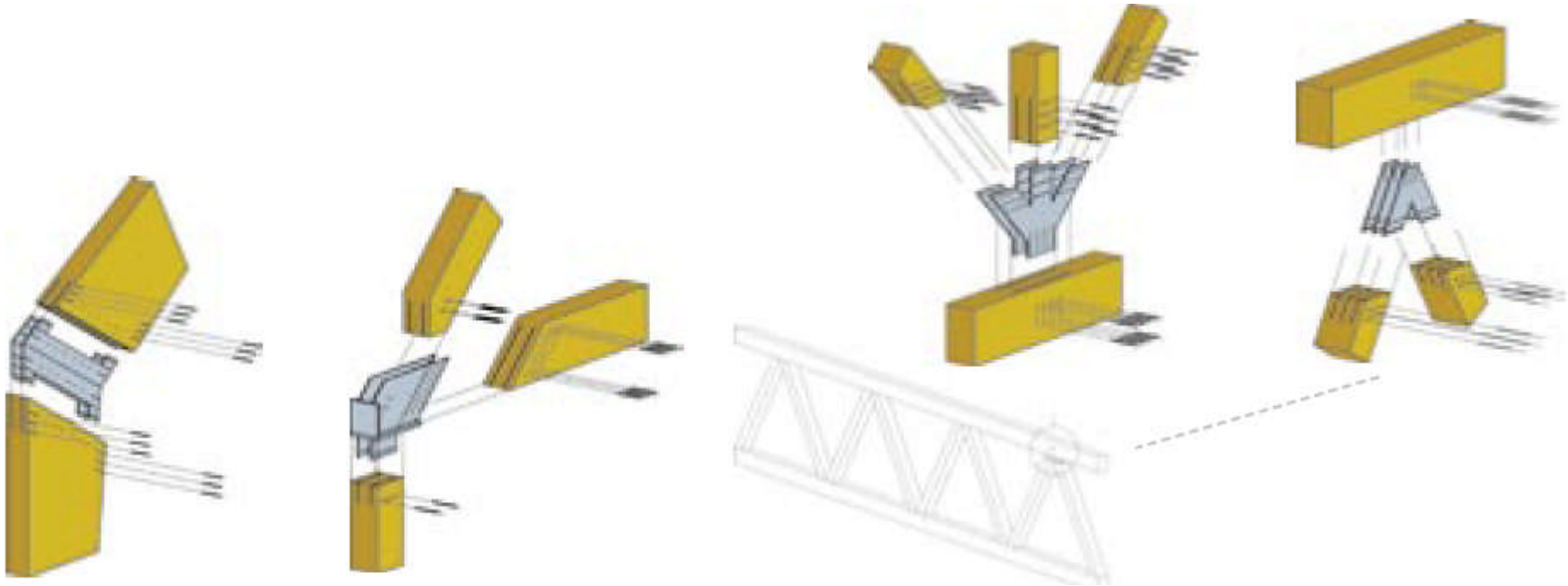
Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

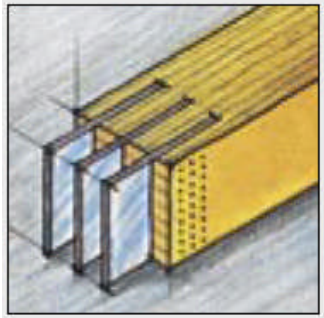
Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

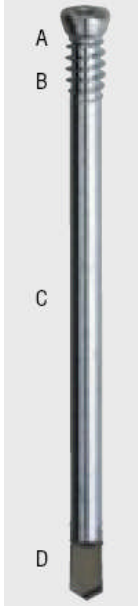
Per le costruzioni in legno, si definiscono i seguenti termini:

- **duttilità statica:** si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- **nodi semi-rigidi**: giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- **nodi rigidi**: giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- **unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico**: unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- **nodi di carpenteria**: collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.





Spinotto autoperforante WS-T
A - inserto T40
B - filetto sottotesta: per fissaggio e smontaggio spinotto
C - spina liscia calcolata
D - punta perforante

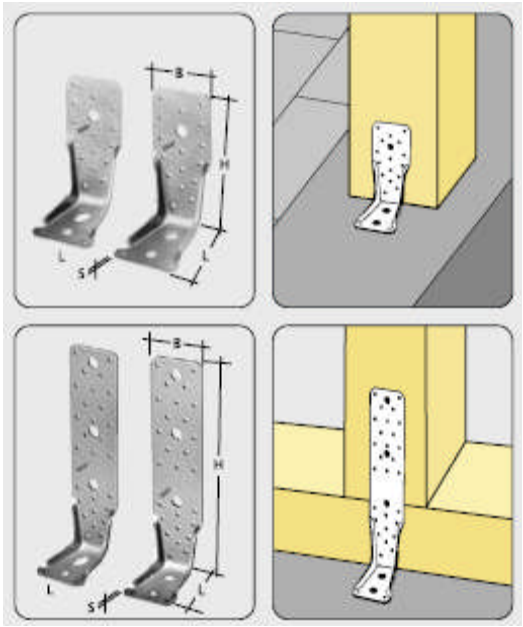


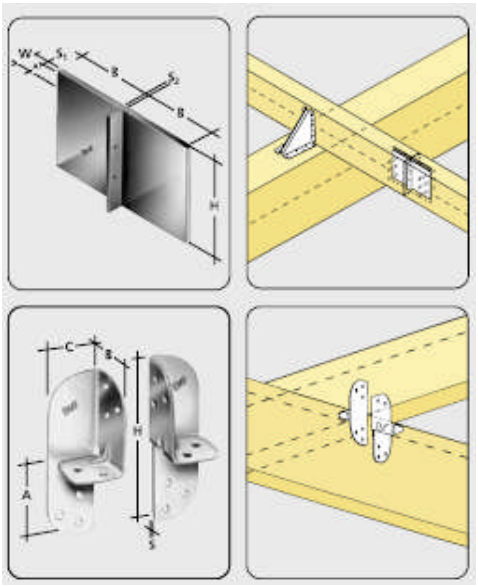
Spinotto diametro 5-7mm

Lunghezze da 80 -240 mm

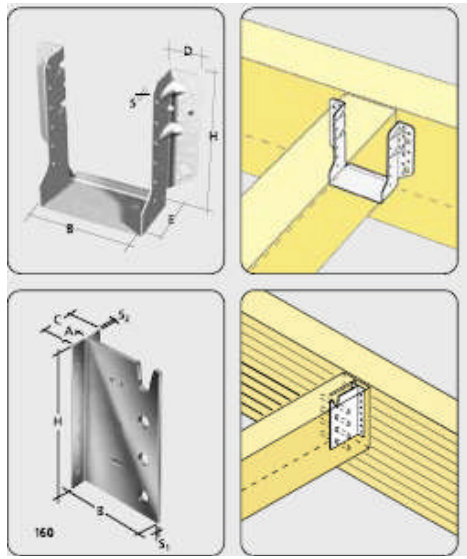
Giunti scomparsa

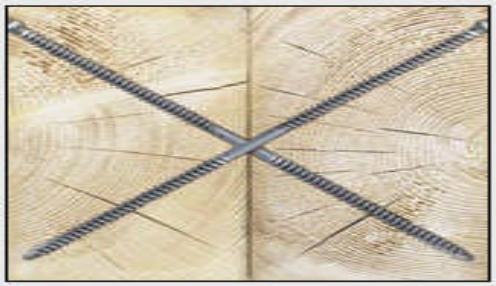
scarpette

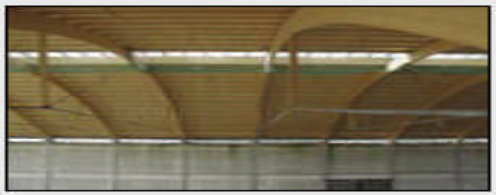


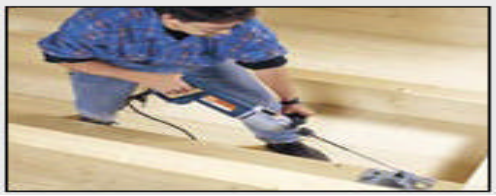


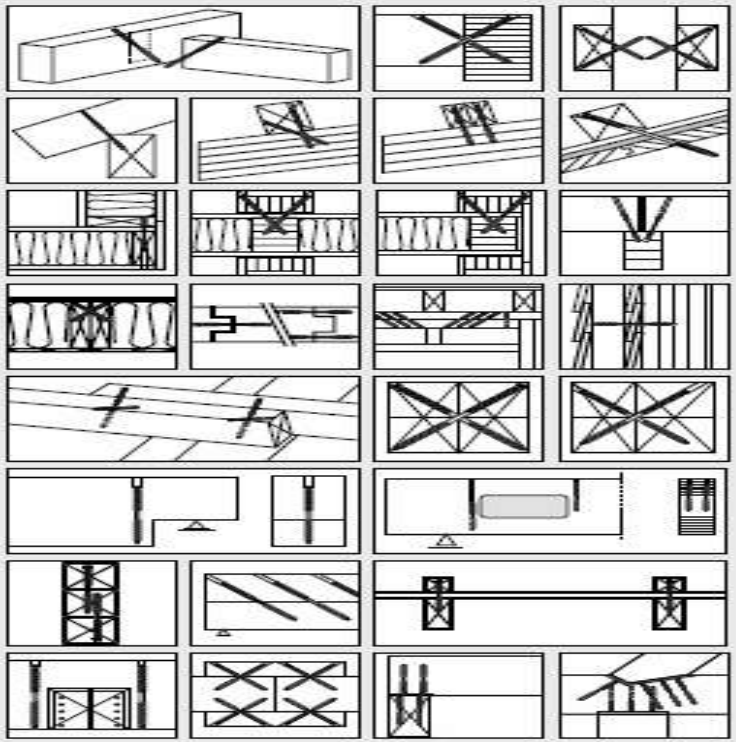
piastre vista / scompara

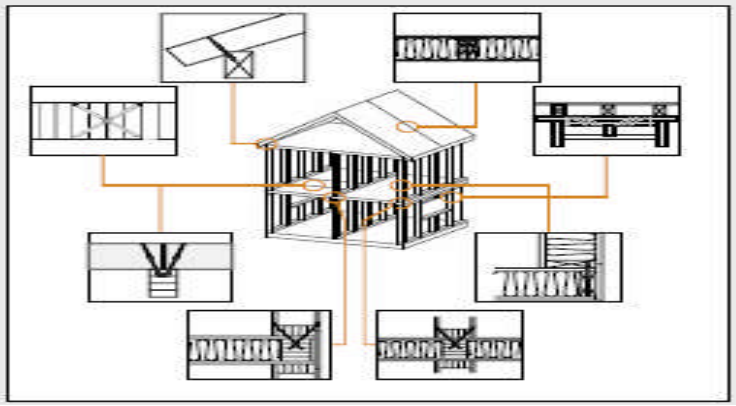












7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).
Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in **struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm** di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Nel caso di altre soluzioni costruttive (quali il doppio tavolato) **l'ipotesi di infinita rigidezza deve esser giustificata dal progettista**.

A tal proposito si ricordi che l'ipotesi di infinita rigidezza o meno degli impalcati dipende dal confronto della loro rigidezza con quella delle strutture in elevazione: in generale quindi la rigidezza nel piano dell'orizzontamento potrà essere considerata infinita o meno, a seconda della rigidezza delle strutture in elevazione cui l'orizzontamento stesso è collegato.

Almeno in linea di principio per giustificare tale ipotesi si deve procedere con una modellazione che tenga conto della deformabilità di piano per poi operare un confronto con gli spostamenti orizzontali ottenuti nel caso di solaio rigido. **Dall' EC8** (punto 4.3.1): ***"La membratura è considerata rigida, se, quando è modellata con la sua flessibilità reale nel piano, i suoi spostamenti orizzontali non superano in nessun punto quelli che risultano dall'ipotesi di membratura rigida per più del 10% degli spostamenti orizzontali assoluti corrispondenti nella situazione sismica di progetto."*** Si ha quindi una definizione puramente teorica e poco operativa.

Di fatto il progettista a meno di valutazioni più accurate può utilizzare la definizione di solaio infinitamente rigido solo nei casi già citati o nel caso di impalcati lignei che rispettino le disposizioni costruttive date al punto 7.7.4 (solamente nel caso di strutture con elementi verticali sismoresistenti in legno però).

7.7.4 ANALISI STRUTTURALE

Nell’analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della **deformabilità dei collegamenti**.

Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per “azioni istantanee”, ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico degli elementi resistenti.

Gli **impalcati devono essere in generale assunti con la loro deformabilità**; possono essere assunti come rigidi nel modello strutturale, senza necessità di ulteriori verifiche se:

a) sono state rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 per gli impalcati o, in alternativa se pertinente, § 7.7.5.2;

b) eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidezza globale di lastra nel proprio piano.

7.7.5.3 Disposizioni costruttive per gli impalcati

Per quanto riguarda gli impalcati, si applica in generale quanto previsto al § 4.4, con le variazioni seguenti:

a) eventuali fattori di incremento della capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei rivestimenti strutturali e dell'incremento dell'interasse dei chiodi lungo i bordi discontinui dei pannelli non devono essere utilizzati;

b) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali;

c) i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. Dispositivi con funzione

analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (per esempio le pareti di controvento) si deve assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD “A” o “B”. Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD “A” o “B” si debbono considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura q • 1,5.

Nella Tab. 7.7.I sono riportati, per ciascuna classe, alcuni esempi di strutture e i valori massimi *q0* del fattore di struttura da adottarsi in mancanza di altre specifiche valutazioni. Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si deve fare riferimento ai pertinenti paragrafi del presente documento.

Tabella 7.7.I - *Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi q_0 per le classi di duttilità*

Classe		q_0	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)

Si assume sempre **$q = q_0 \cdot K_R \geq 1{,}5$, variare fra 1,6 e 5**

KR è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Al fine di garantire valori del fattore di struttura q superiori ad 1,5, le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture in CD “B” e pari a 6 per le strutture in CD “A”, senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.
Le disposizioni di cui al precedente capoverso nonché ai precedenti 7.7.2 a) e 7.7.2 b) possono considerarsi soddisfatte nelle **zone dissipative di ogni tipologia strutturale** se si verifica quanto segue:

a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti **diametro d non maggiore di 12 mm** ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di 10d;

b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, **il materiale di rivestimento strutturale** è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore **minimo pari a 4d e** con **diametro d dei chiodi non superiore a 3,1 mm**.

7.7.7 REGOLE DI DETTAGLIO

7.7.7.1 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Perni e bulloni di diametro d superiore a 16 mm non devono essere utilizzati nei **collegamenti legno-legno e legno-acciaio**, eccezion fatta quando essi siano utilizzati come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.

Il collegamento realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio non deve essere utilizzato senza accorgimenti aggiuntivi volti ad evitare l'apertura del giunto.

Nel caso di tensioni perpendicolari alla fibratura, si devono osservare disposizioni aggiuntive al fine di evitare l'innesco di fratture parallele alla fibratura (splitting).

TIPOLOGIE STRUTTURALI in LEGNO

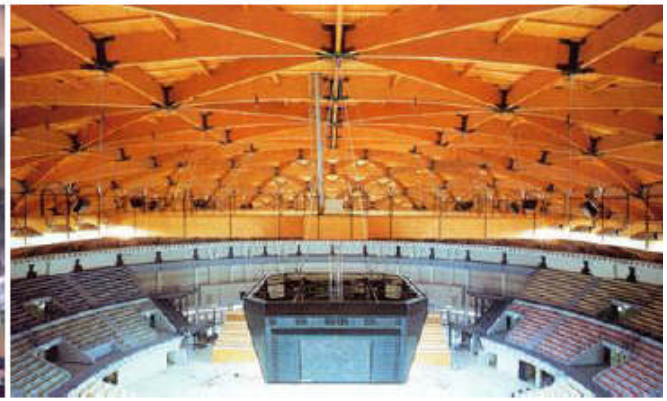
STRUTTURE LIGNEE ABITUALI

Coperture in legno di abitazioni civili

Coperture esistenti e storiche

Grandi strutture moderne in legno lamellare incollato ("heavy timber structures")

Portali (capannoni, maneggi, spazi espositivi, palestre...)



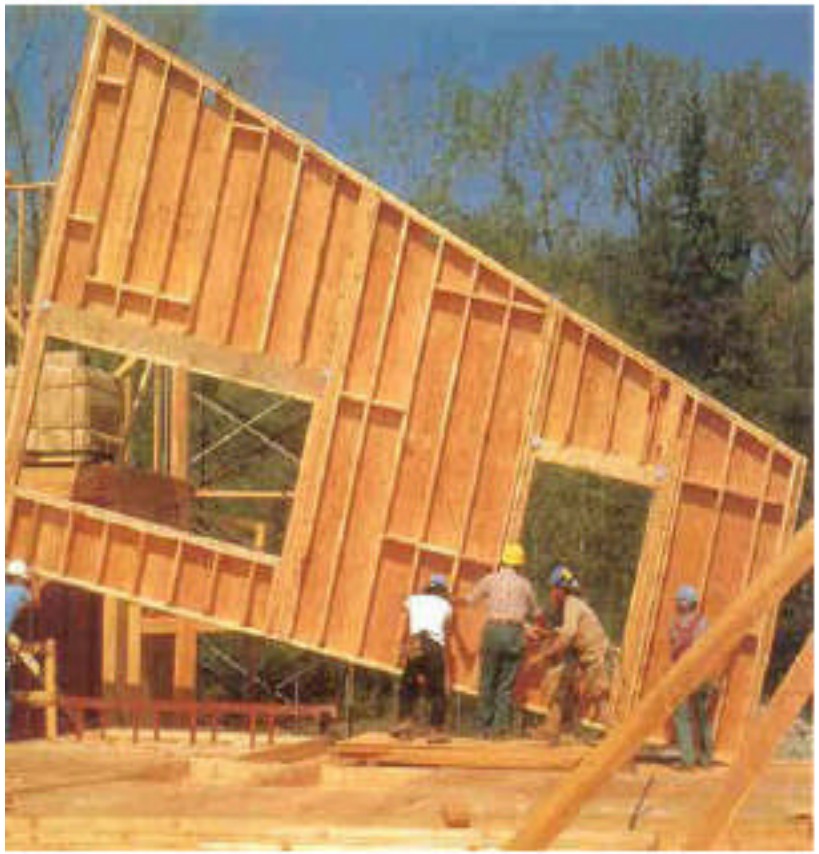
Grandi coperture

Grandi strutture moderne in legno lamellare incollato ("heavy timber structures")

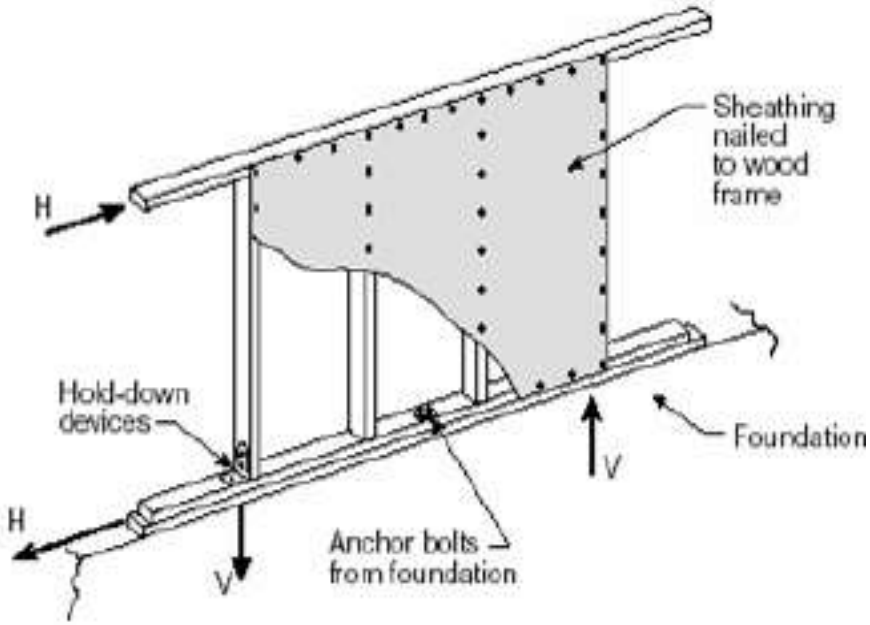
Ponti (passerelle pedonali)

Strutture industriali

SISTEMA A TELAIO



Sistema nord-americano Platform frame



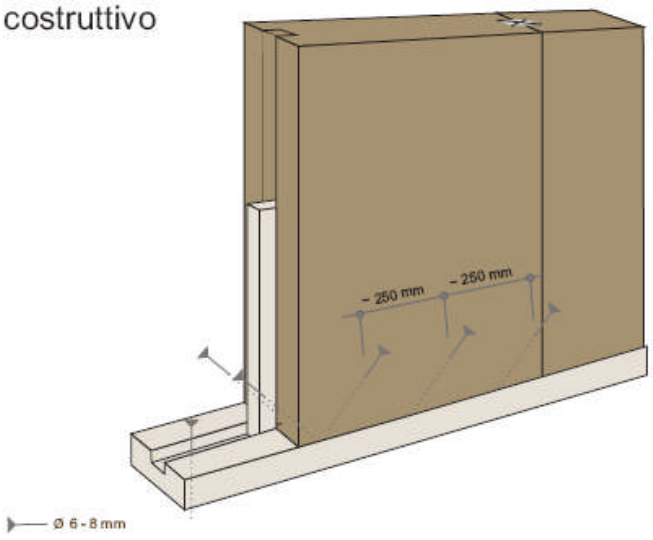
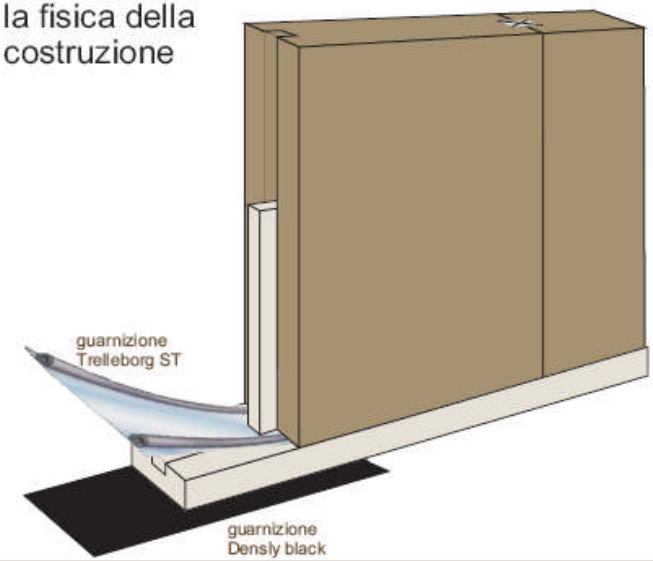
Alta ridondanza strutturale

SISTEMA TIPO BBS o X-LAM

Minimo 3 strati
spessore da 66-130 mm

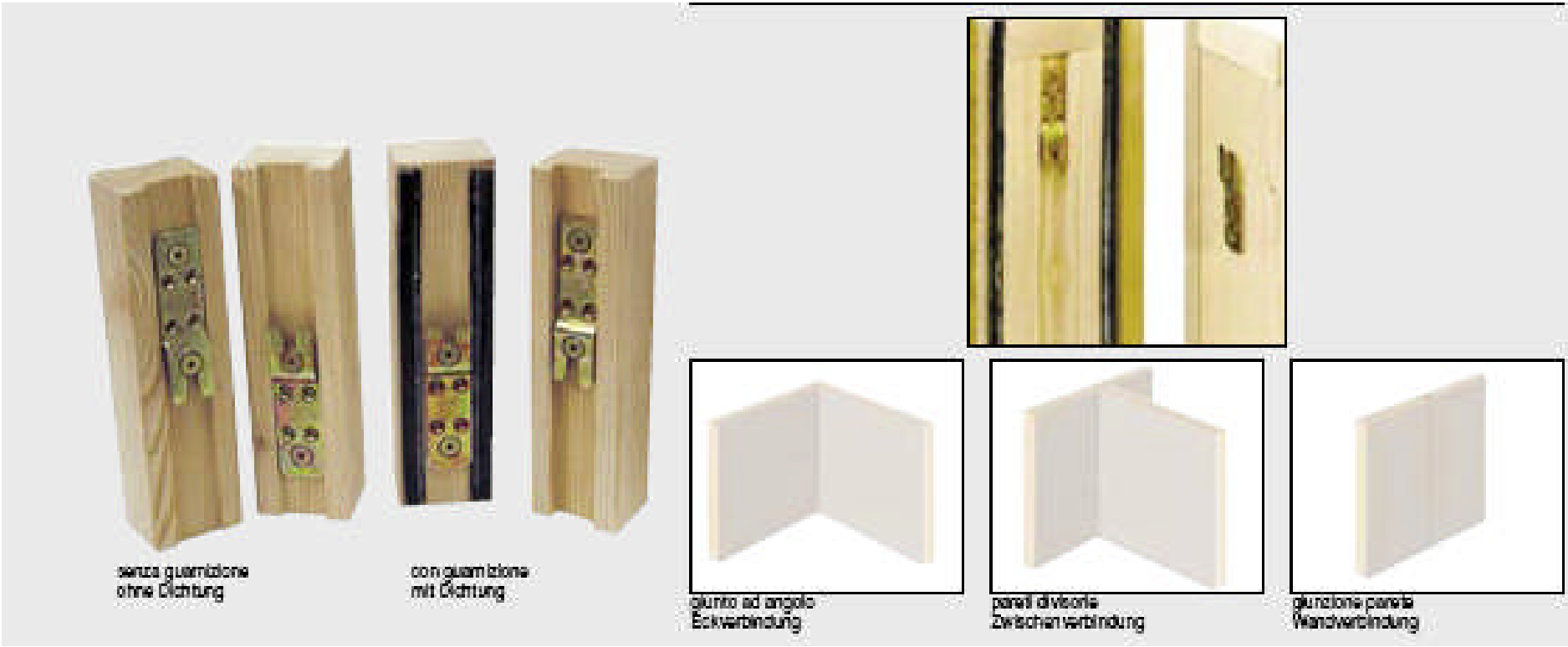
Massimo 7 strati
Spessore da 233-341 mm

COLLEGAMENTO FONDAZIONE PARETE

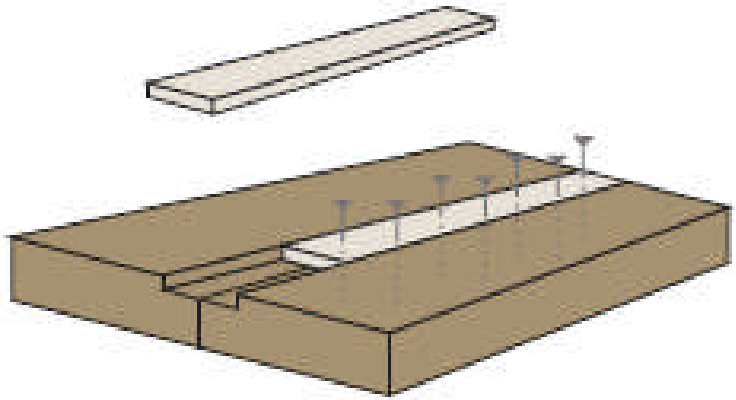
standard	variante
costruttivo 	
la fisica della costruzione 	

Collegamento con linguette riportate e viti

GIUNZIONE MECCANICA



GIUNZIONE SOLAIO



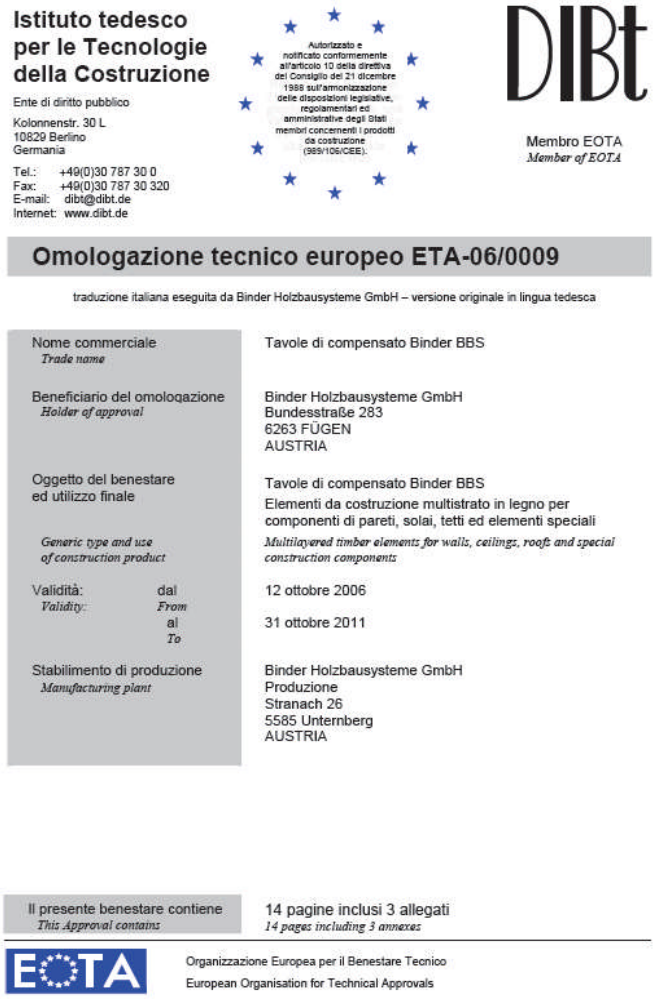
Collegamento con linguette riportate e viti

4.4.16 CONTROLLI E PROVE DI CARICO

In aggiunta a quanto previsto al Cap. 9, l'esecuzione delle prove di carico per le strutture con elementi portanti di legno o con materiali derivati dal legno, dovrà tener conto della temperatura ambientale e dell'umidità del materiale.

L'applicazione del carico dovrà essere in grado di evidenziare la dipendenza del comportamento del materiale dalla durata e dalla velocità di applicazione del carico.

A tal fine, si possono adottare metodi e protocolli di prova riportati in normative di comprovata validità.



Istituto tedesco per le Tecnologie della Costruzione

Ente di diritto pubblico

Kolonnenstr. 30 L
10829 Berlino
Germania

Tel.: +49(0)30 787 30 0
Fax: +49(0)30 787 30 320
E-mail: dibt@dibt.de
Internet: www.dibt.de

Autorizzato e notificato conformemente all'articolo 10 della direttiva del Consiglio del 21 dicembre 1988 sull'armonizzazione delle disposizioni legislative, regolamentari ed amministrative degli Stati membri concernenti i prodotti da costruzione (89/106/CEE).

DIBt

Membro EOTA
Member of EOTA

Omologazione tecnico europeo ETA-06/0009

traduzione italiana eseguita da Binder Holzbausysteme GmbH – versione originale in lingua tedesca

Nome commerciale *Trade name*	Tavole di compensato Binder BBS
Beneficiario del omologazione *Holder of approval*	Binder Holzbausysteme GmbH Bundesstraße 283 6263 FÜGEN AUSTRIA
Oggetto del benestare ed utilizzo finale *Generic type and use of construction product*	Tavole di compensato Binder BBS Elementi da costruzione multistrato in legno per componenti di pareti, solai, tetti ed elementi speciali *Multilayered timber elements for walls, ceilings, roofs and special construction components*
Validità: *Validity:*	dal / *From* 12 ottobre 2006 al / *To* 31 ottobre 2011
Stabilimento di produzione *Manufacturing plant*	Binder Holzbausysteme GmbH Produzione Stranach 26 5585 Unternberg AUSTRIA
Il presente benestare contiene *This Approval contains*	14 pagine inclusi 3 allegati *14 pages including 3 annexes*

EOTA

Organizzazione Europea per il Benestare Tecnico
European Organisation for Technical Approvals

ESEMPIO DI PROVA DI CARICO CAPRIATA 27mt

PRIMA DELLA MESSA IN OPERA

POSA IN OPERA

LE CASE IN LEGNO

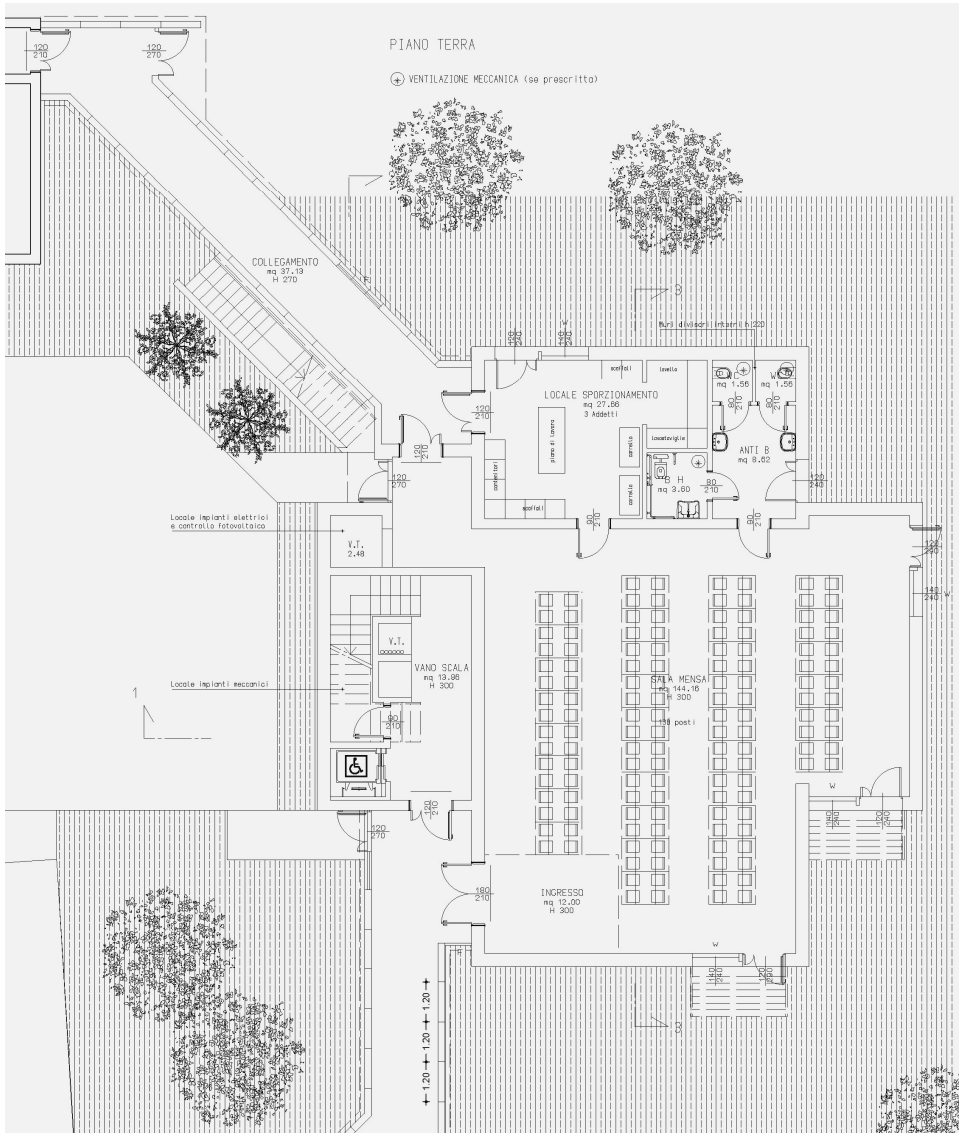
EDIFICIO A SANTA VITTORIA di GUALTIERI (RE)

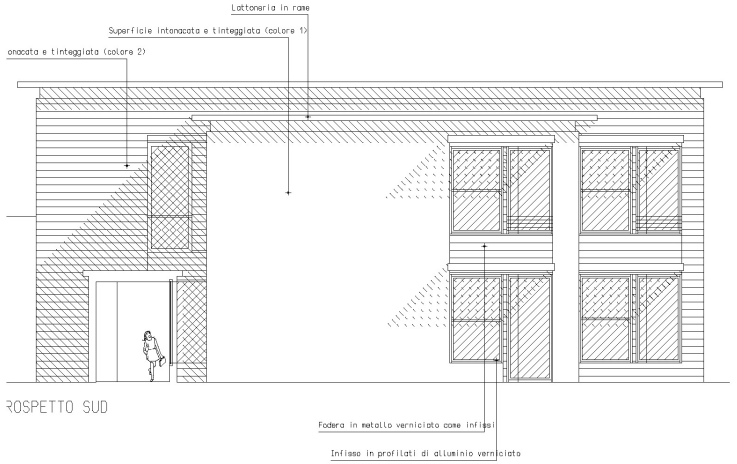
FISSAGGI DELLE PARETI

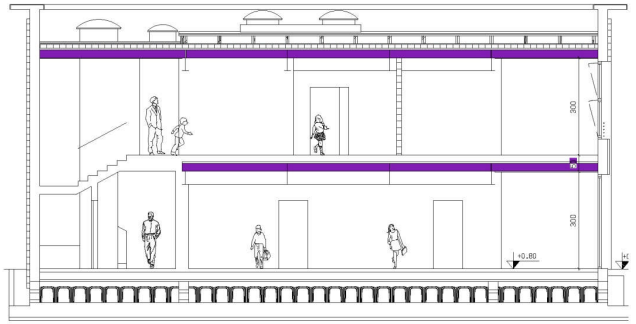
EDIFICIO A DUE PIANI – MISTO BOLOGNA

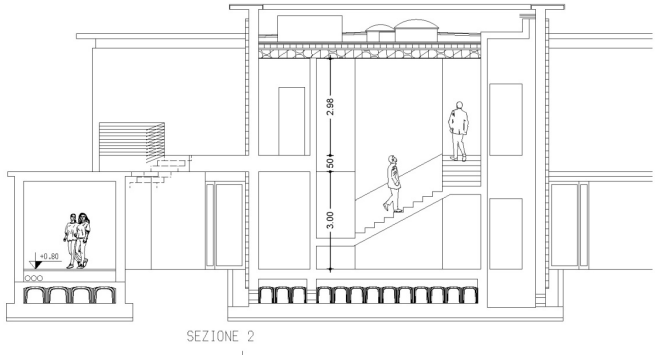
PARTICOLARE DI GIUNZIONE TRAVE CA

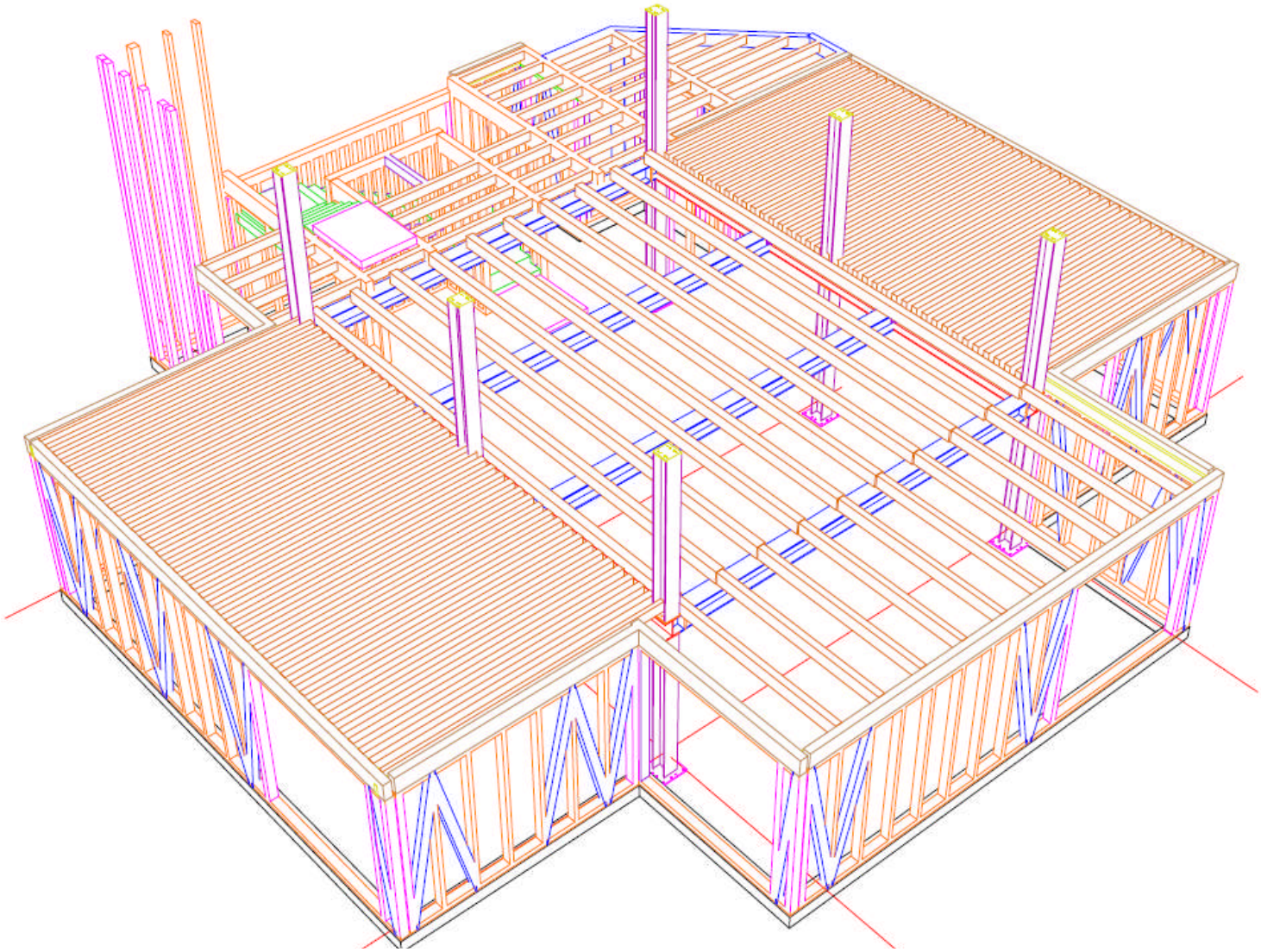
ASILO SALA BOLOGNESE – EDIFICIO STRATEGICO 2 PIANI – AUTORIZZAZIONE SISMICA REGIONE EMILIA



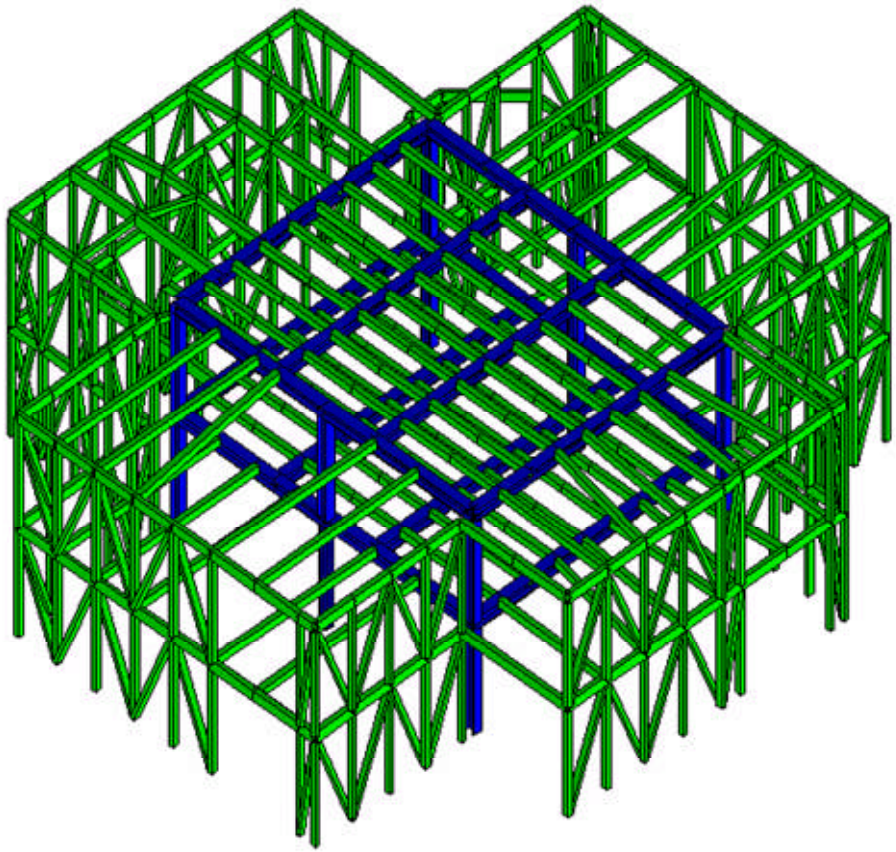


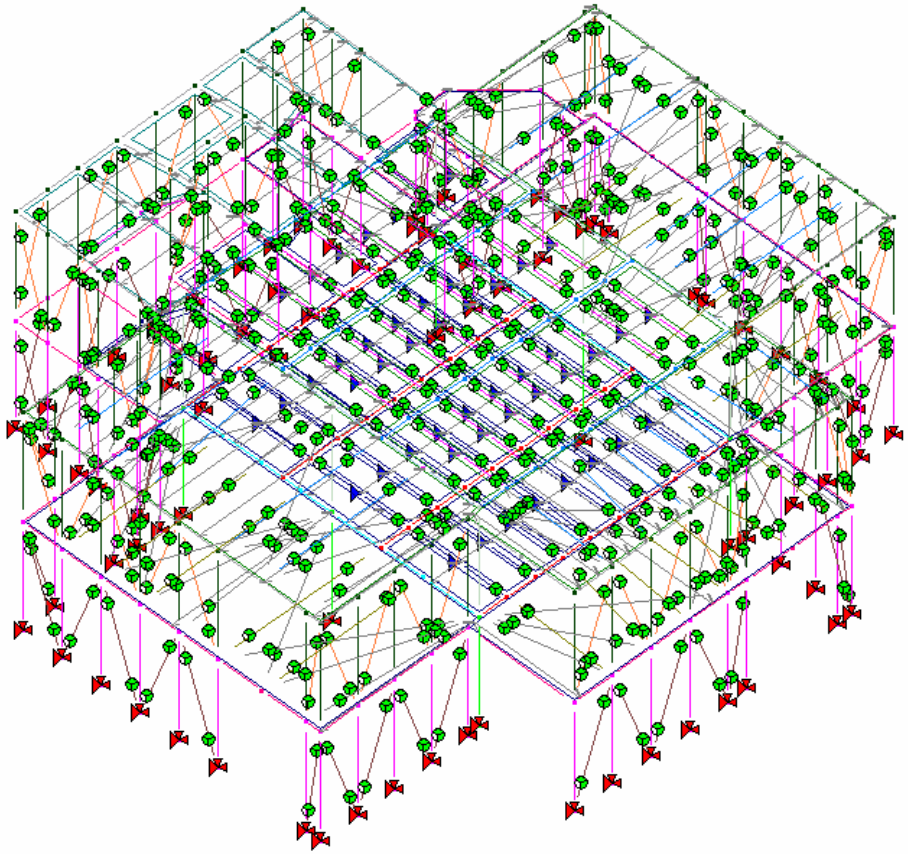






MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

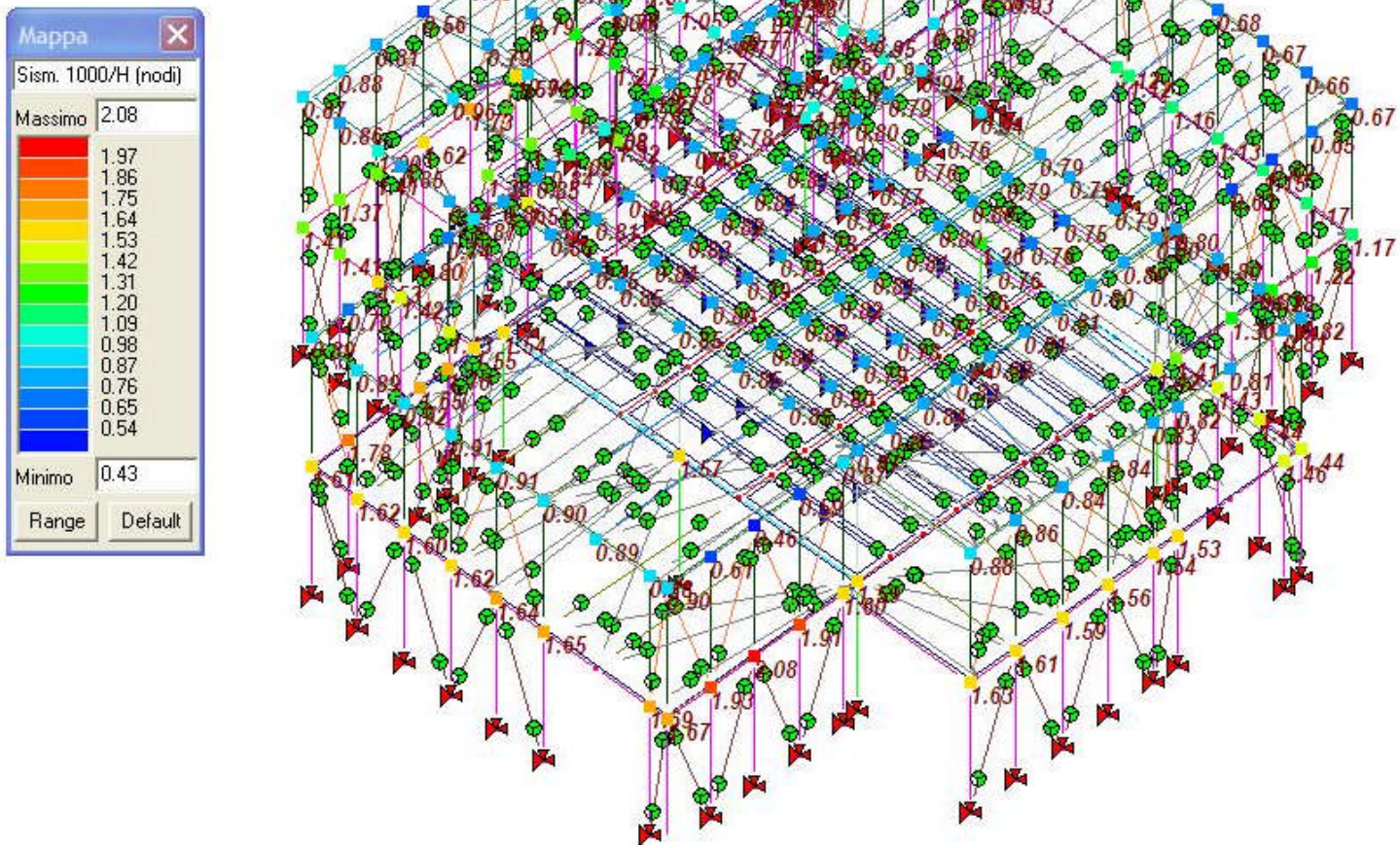




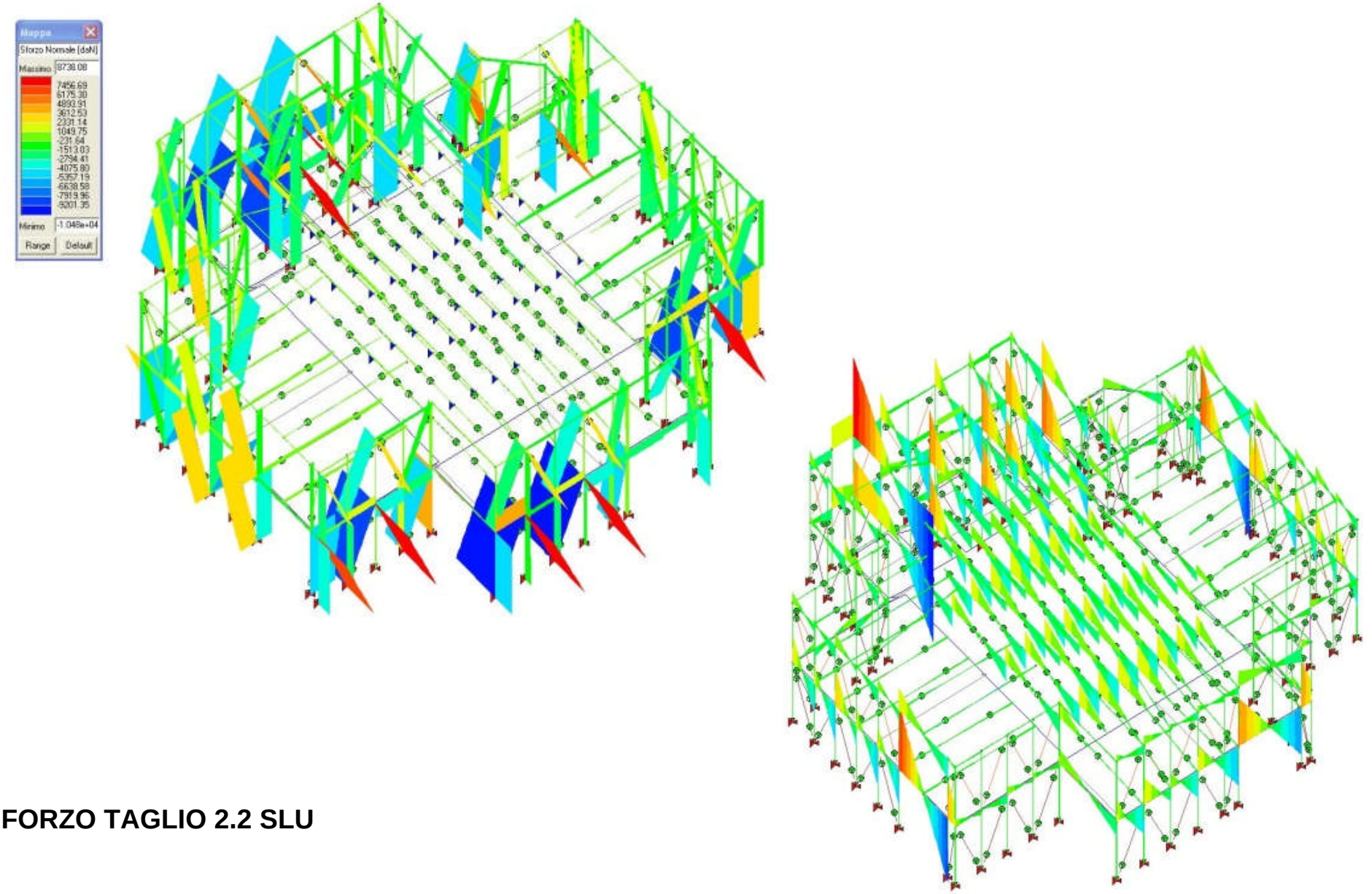
VERIFICA DEL CAPITOLO 7.3.7.2

CONTENIMENTO DEL DANNO PER
ELEMENTI NON STRUTTURALI

1000/H < 3 PER MURATURE ORDINARIE



SFORZO NORMALE NEGLI ELEMENTI SLU



SFORZO TAGLIO 2.2 SLU

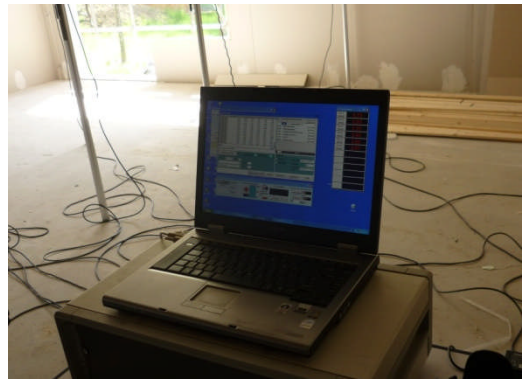
29/11/2010 02:

PROVA CARICO

SOLAIO CALCOLATO 400 Kg/mq oltre permanenti

Freccia massima misurata 4 mm

prova carico a 550 Kg/mq oltre permanenti



Freccia residua dopo scarico 0.5mm

TETTI SPINGENTI

Nel tetto a falda unica con orditura di travi di falda inclinate (fig. a), o nel tetto con diagonali (fig b) viene esercitata una azione spingente localizzata in ciascun punto di appoggio lungo la muratura.
I più frequenti meccanismi di rottura indotti da queste tipologie di copertura (fig.12) rendono molto evidente, ancora una volta, la necessità di un elemento rigido di collegamento delle testate delle travi che distribuisca le azioni sulla muratura e sia opportunamente dimensionato per tali spinte: in definitiva **un cordolo chiuso –** oppure **pilastri.**

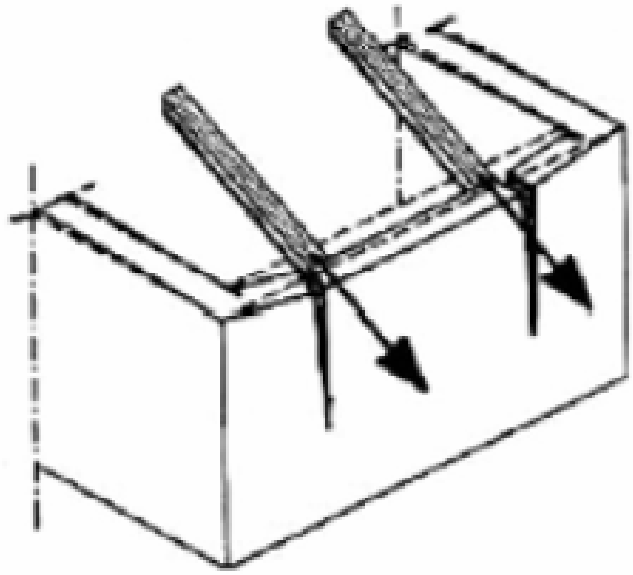


Fig. a

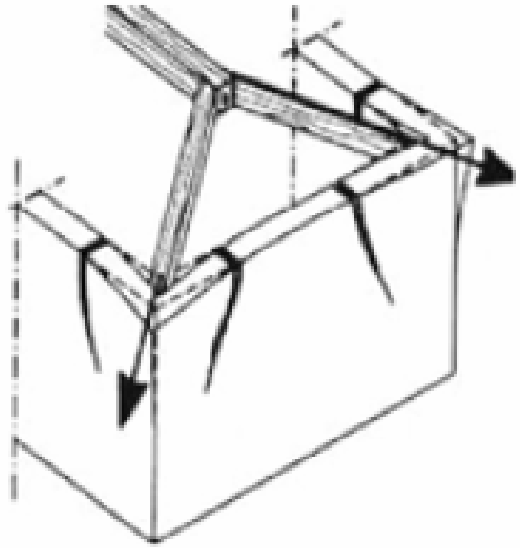


Fig. b

Altro metodo è quello di realizzare una spianata all’appoggio della trave e quindi realizzare un vincolo schematizzato come carello che vincola la struttura al movimento verticale in quanto la reazione del supporto è ortogonale all’appoggio quindi non ha componente orizzontale.

Grazie per l’attenzione