

Stefano Cascio

# Consolidamento solai di legno

## TECNICHE DI INTERVENTO ED ESEMPI PRATICI

### → Guida al consolidamento dei solai di legno

- Tecniche costruttive per solai intermedi
- Classificazione a vista dei legnami
- Materiali utilizzati per il consolidamento dei solai
- Tecniche di intervento
- Esempi di calcolo

### → Software di calcolo e verifica (SLU e SLE)

- Rinforzo di solai con: protesi di legno e barre incollate; mensola di acciaio; mensola di legno; soletta di calcestruzzo; legno aggiunto; trave di acciaio collocata all'estradosso; trave di acciaio collocata all'intradosso
- Calcolo di una trave di legno

### SECONDA EDIZIONE

AGGIORNATA ALLE NTC 2018 (D.M. 17 GENNAIO 2018)  
E ALLA CIRCOLARE APPLICATIVA N. 7 DEL 21 GENNAIO 2019

### SOFTWARE INCLUSO

CALCOLO E LA VERIFICA PER IL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI DI LEGNO  
CON IL METODO DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)  
E DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

**PRONTO  
GRAFILL**  
Clicca e richiedi di essere contattato  
per **informazioni e promozioni**



Stefano Cascio

## CONSOLIDAMENTO SOLAI DI LEGNO

Ed. II (12-2019)

ISBN 13 978-88-277-0094-5

EAN 9 788827 700945

Collana **Software** (126)

Cascio, Stefano <1950->  
Consolidamento solai di legno / Stefano Cascio.  
– 2. ed. – Palermo : Grafill, 2019.  
(Software ; 126)  
ISBN 978-88-277-0094-5  
1. Solai in legno – Consolidamento.  
690.16 CDD-23 SBN Pal0323185  
CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

© **GRAFILL S.r.l.** Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo  
Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313 – Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail [grafill@grafill.it](mailto:grafill@grafill.it)

**CONTATTI  
IMMEDIATI**



**Pronto GRAFILL**  
Tel. 091 226679



**Chiamami**  
[chiamami.grafill.it](http://chiamami.grafill.it)



**Whatsapp**  
[grafill.it/whatsapp](http://grafill.it/whatsapp)



**Messenger**  
[grafill.it/messenger](http://grafill.it/messenger)



**Telegram**  
[grafill.it/telegram](http://grafill.it/telegram)

Finito di stampare nel mese di dicembre 2019

presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria (PA)

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.



**PRONTO  
GRAFILL**

**CLICCA per maggiori informazioni  
... e per te uno SCONTO SPECIALE**

## SOMMARIO

<b>PREMESSA</b> .....	p.	7
<b>1. TECNICHE COSTRUTTIVE SOLAI INTERMEDI</b> .....	"	9
<b>1.1. Cause del degrado</b> .....	"	12
<b>2. CLASSIFICAZIONE A VISTA DEI LEGNAMI</b> .....	"	14
<b>2.1. Legno strutturale – Classificazione a vista dei legnami         secondo la resistenza meccanica.</b>		
UNI 11035:2010 Parte 3: Travi Uso Fiume e Uso Trieste.....	"	16
<b>2.2. Termini e definizioni</b> .....	"	17
<b>2.2.1. Generalità</b> .....	"	18
<b>2.3. Caratteristiche che riducono la resistenza meccanica</b> .....	"	18
<b>2.4. Beni culturali – Manufatti lignei – Strutture portanti         degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi         degli elementi in opera UNI 11119:2004</b> .....	"	26
<b>2.5. Termini e definizioni</b> .....	"	27
<b>MATERIALI UTILIZZATI</b> .....	"	31
<b>3. ACCIAIO DA CARPENTERIA</b> .....	"	33
<b>3.1. Resistenza di calcolo</b> .....	"	33
<b>3.2. Caratteristiche geometriche</b> .....	"	34
<b>3.3. Verifiche di resistenza</b> .....	"	35
<b>3.4. Classificazione delle sezioni</b> .....	"	36
<b>3.5. Sezione in fase elastica</b> .....	"	38
<b>3.6. Sezione in fase plastica</b> .....	"	39
<b>3.7. Flessione e taglio</b> .....	"	39
<b>3.8. Dimensionamento in funzione della resistenza</b> .....	"	40
<b>4. CALCESTRUZZO</b> .....	"	50
<b>4.1. Componenti</b> .....	"	50
<b>4.1.1. Cemento</b> .....	"	50
<b>4.1.2. Acciaio per calcestruzzo armato</b> .....	"	51
<b>4.2. Verifiche agli stati limite ultimi</b> .....	"	51

4.3.	Legami costitutivi del calcestruzzo.....	p.	54
4.4.	Legami costitutivi dell'acciaio.....	"	56
<b>5.</b>	<b>COLLANTI</b> .....	"	58
5.1.	Resine epossidiche.....	"	58
<b>6.</b>	<b>LEGNO</b> .....	"	60
6.1.	Verifiche di resistenza .....	"	65
6.1.1.	Trazione parallela alla fibratura .....	"	65
6.1.2.	Trazione perpendicolare alla fibratura .....	"	65
6.1.3.	Compressione parallela alla fibratura.....	"	65
6.1.4.	Compressione perpendicolare alla fibratura.....	"	66
6.1.5.	Compressione inclinata rispetto alla fibratura.....	"	67
6.1.6.	Flessione.....	"	67
6.2.	Esempio di calcolo di una trave soggetta a flessione retta.....	"	68
6.3.	Esempio di calcolo della dimensione di una trave soggetta a flessione semplice .....	"	71
6.4.	Esempio di calcolo di una trave soggetta a flessione deviata .....	"	72
6.5.	Esempio di verifica a taglio di una trave soggetta a flessione semplice .....	"	75
6.6.	Esempio di verifica a instabilità della trave semplicemente appoggiata .....	"	78
6.7.	Relazione tecnica relativa al calcolo di una trave di legno.....	"	81
<b>7.</b>	<b>MURATURE</b> .....	"	89
7.1.	Caratteristiche meccaniche della muratura .....	"	89
7.2.	Fattore di confidenza.....	"	90
7.3.	Coefficiente parziale di sicurezza della muratura .....	"	94
7.4.	Verifica delle tensioni.....	"	95
7.5.	Verifica al ribaltamento.....	"	96
<b>8.</b>	<b>TECNICHE DI INTERVENTO SU SOLAI DI LEGNO</b> .....	"	103
8.1.	Classe.....	"	103
8.2.	Interventi localizzati .....	"	103
8.3.	Interventi globali.....	"	106
<b>9.</b>	<b>RIPRISTINO DI TESTATE CON PROTESI E BARRE INCOLLATE</b> .....	"	110
9.1.	Premessa .....	"	110
9.2.	Generalità.....	"	110
9.3.	Collegamenti con barre soggette a sollecitazione parallela al proprio asse .....	"	111
9.4.	Statica della sezione.....	"	113
<b>10.</b>	<b>RIPRISTINO DI APPOGGIO TESTATE CON MENSOLE</b> .....	"	126
10.1.	Mensola di acciaio collocata all'intradosso .....	"	126

10.2.	Progetto della mensola di acciaio .....	p.	127
10.3.	Verifica della mensola di acciaio in campo elastico al limite di snervamento.....	"	127
10.4.	Verifica della mensola di acciaio campo plastico .....	"	130
10.5.	Mensola di legno collocata all'intradosso .....	"	132
10.6.	Progetto della mensola di legno.....	"	132
10.7.	Verifica della mensola di legno.....	"	133
<b>11.</b>	<b>CALCOLO DI VERIFICA PER IL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI DI LEGNO TRAMITE MENSOLE METALLICHE.....</b>	"	134
11.1.	Progetto dell'altezza della mensola e verifica del profilato metallico .....	"	135
<b>12.</b>	<b>CALCOLO DI VERIFICA PER IL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI DI LEGNO TRAMITE MENSOLE LIGNEE .....</b>	"	149
12.1.	Relazione tecnica relativa al calcolo di elementi di legno.....	"	149
12.2.	Progetto dell'altezza della mensola e relativa verifica.....	"	151
<b>13.</b>	<b>RINFORZO CON TRAVE DI ACCIAIO.....</b>	"	163
13.1.	Considerazioni statiche sulla tipologia d'intervento.....	"	164
13.2.	Trave di acciaio collocata all'intradosso.....	"	166
13.3.	Verifica della trave di acciaio campo plastico.....	"	167
13.4.	Trave di acciaio collocata all'estradosso .....	"	168
13.5.	Unioni a vite.....	"	168
<b>14.</b>	<b>ESEMPIO DI RINFORZO CON TRAVE DI ACCIAIO COLLOCATA ALL'INTRADOSO .....</b>	"	175
14.1.	Relazione tecnica relativa al consolidamento di un solaio di legno con travi di acciaio collocate all'intradosso della trave di legno.....	"	175
<b>15.</b>	<b>ESEMPIO DI RINFORZO CON TRAVE DI ACCIAIO COLLOCATA ALL'ESTRADOSSO .....</b>	"	184
15.1.	Relazione tecnica relativa al consolidamento di un solaio di legno con travi di acciaio IPE collocate all'estradosso delle travi principali.....	"	184
<b>16.</b>	<b>RINFORZO CON STRUTTURE COMPOSTE LEGNO-LEGNO E LEGNO-CALCESTRUZZO .....</b>	"	195
16.1.	Connessioni.....	"	196
16.2.	Resistenza e rigidezza di connettori a pioli .....	"	197
16.3.	Connessione con rigidezza nulla.....	"	198
16.4.	Connessione con rigidezza infinita .....	"	200
16.5.	Connessione con rigidezza finita .....	"	201
16.6.	Metodo semplificato .....	"	202
16.7.	Verifica allo SLU per $t = \infty$ (condizioni finali) .....	"	206
16.8.	Considerazioni sul consolidamento di solai lignei con soletta in cls.....	"	207

<b>17. ESEMPIO DI RINFORZO SOLETTA IN C.A. E CONNETTORI METALLICI</b> .....	p.	210
<b>17.1.</b> Relazione tecnica relativa al consolidamento e irrigidimento di un solaio di legno con soletta in calcestruzzo e connettori metallici <i>(in conformità al D.M. 17 gennaio 2018 e con riferimento alla Circolare applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019)</i> .....	"	210
<b>18. ESEMPIO DI RINFORZO CON TAVOLATO DI LEGNO E CONNETTORI METALLICI</b> .....	"	226
<b>18.1.</b> Relazione tecnica relativa al consolidamento e irrigidimento di un solaio di legno con la tecnica legno-legno <i>(in conformità al D.M. 17 gennaio 2018 e con riferimento alla Circolare applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019)</i> .....	"	226
<b>19. INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO</b> .....	"	243
<b>19.1.</b> Caratteristiche del software incluso.....	"	243
<b>19.2.</b> Requisiti hardware e software.....	"	243
<b>19.3.</b> Richiesta della password di attivazione del software .....	"	244
<b>19.4.</b> Installazione ed attivazione del software .....	"	244
<b>19.5.</b> Assistenza tecnica (TicketSystem) .....	"	244
<b>20. MANUALE D'USO DEL SOFTWARE</b> .....	"	245
<b>20.1.</b> Utilizzo del software.....	"	245
<b>20.2.</b> Rinforzo di solaio con protesi di legno e barre incollate .....	"	245
<b>20.3.</b> Rinforzo di solaio con mensola di acciaio .....	"	248
<b>20.4.</b> Rinforzo di solaio con mensola di legno .....	"	249
<b>20.5.</b> Rinforzo di solaio con soletta di calcestruzzo .....	"	250
<b>20.6.</b> Rinforzo di solaio con legno aggiunto.....	"	251
<b>20.7.</b> Rinforzo di solaio con trave di acciaio collocata all'estradosso o all'intradosso .....	"	252

## PREMESSA

Nei progetti di ripristino o di riuso di vecchi edifici, con struttura portante di muratura, notevole importanza hanno i solai intermedi e le coperture dell'edificio medesimo. Queste strutture sono in genere realizzate con travi o con capriate di legno; più raramente con elementi metallici. Esse anche quando sono inseriti in struttura portante di muratura possono essere considerati come unità strutturale a stante.

Oltre al degrado proprio, dovuto alla vetustà (agenti patogeni, variazioni igroscopiche), queste strutture sono soggette anche ai danni causati dai fenomeni fessurativi e dai dissesti statici della struttura muraria e alla variazione eccessiva dei carichi gravanti. A volte risulta compromessa la loro funzionalità dovuta a eccessiva deformazione: avvallamenti del piano di calpestio, irregolarità della pavimentazione.

In caso di progetti di recupero bisogna poi tener conto che a queste strutture di legno dimensionate per carichi variabili comunque modesti è richiesto di sopportare carichi variabili impegnativi: la normativa attualmente vigente richiede infatti un carico variabile di 2,00 kN/m<sup>2</sup> per ambienti ad uso residenziale.

In tempi anche recenti, dovendo intervenire su solai e coperture comunque degradate, si preferiva usualmente procedere alla loro sostituzione con altri nuovi, aventi tra l'altro una maggiore capacità di ripartizione dei carichi orizzontali sugli elementi portanti verticali; non era raro il caso in cui si sostituiva la struttura lignea con una struttura in cemento armato.

Una maggiore sensibilità sia pubblica sia professionale verso il tema del recupero ha portato a intendere il recupero non più come una fittizia e apparente ricostruzione dell'esistente, ma come la possibilità di un riutilizzo del materiale originale, rispettandone altresì gli schemi costruttivi esistenti, senza alterare lo schema statico dell'edificio. In sostanza, oggi si tende sempre di più a considerare le strutture di legno come parte del patrimonio culturale. Questo comporta il loro mantenimento non solamente in maniera fittizia decorativa, ma anche nella loro funzione statica.

Il restauro statico di una struttura di legno richiede la conoscenza del profilo resistente degli elementi che compongono la struttura stessa, affinché il calcolista possa avere valori certi per potere procedere alla loro verifica statica, sia in funzione dell'eventuale nuova destinazione sia alla luce delle norme tecniche vigenti.

Il percorso della conoscenza può essere ricondotto alle seguenti attività<sup>1</sup>:

- a) l'identificazione della costruzione, la sua localizzazione in relazione a particolari aree a rischio, ed il rapporto della stessa con il contesto urbano circostante; l'analisi consi-

<sup>1</sup> Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 (*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*) G.U.R.I. 26-02-2011 – s.o. n. 47.

ste in un primo rilievo schematico del manufatto e nell'identificazione di eventuali elementi di pregio (apparati decorativi fissi, beni artistici mobili) che possono condizionare il livello di rischio;

- b) il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, inteso come completa descrizione stereometrica della fabbrica, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;
- c) l'individuazione della evoluzione della fabbrica, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;
- d) l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli;
- e) costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi;
- f) l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;
- g) la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni;
- h) avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti.

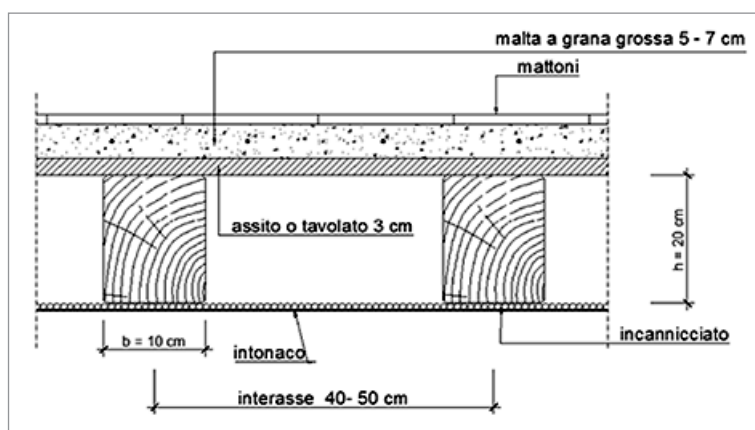
In considerazione delle tematiche che affronta questo testo, le indagini conoscitive dovranno concentrarsi prevalentemente sull'individuazione della storia del manufatto, sulla geometria degli elementi strutturali, sulle tecniche costruttive (*con riferimento a quelle abitualmente adottate in ciascun contesto territoriale*) e sui fenomeni di dissesto e di degrado.

Nel lavoro in esame saranno analizzate dapprima le tecniche costruttive dei solai di legno, la cause di degrado e dissesto, e successivamente la trattazione delle opere necessarie al loro ripristino.



## TECNICHE COSTRUTTIVE SOLAI INTERMEDI

La tipica composizione di un solaio di legno è quella riportata nel disegno sottostante.



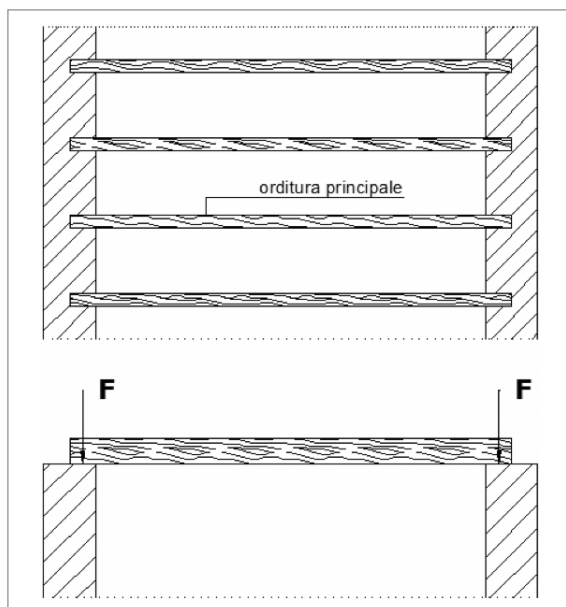
La struttura principale utilizzava generalmente travi in castagno, larice o abete di sezione attorno a 10x20 cm, poste a un interasse di circa 50 cm, con un sovrastante assito in tavole dello spessore di circa 3 cm.

La base delle travi è compresa, in genere, tra metà e  $\frac{3}{4}$  dell'altezza. All'intradosso del solaio, un incanniccio di canne, tra loro legate a stuoia, e stese sotto le travi (una specie di controsoffittatura), forniva il supporto di ancoraggio per il successivo strato di finitura, con intonaco civile e gesso scagliola. Al di sopra dell'assito, invece, era posto in opera, con spessori attorno ai 5 cm, un impasto di malta con pozzolana a grana grossa e pomice o calcinacci, usato per formare il sottofondo delle pavimentazioni. I mattoni erano per lo più realizzate di cotto o marmette. Questo tipo di solaio è detto a *semplice orditura* o a *tessitura monodirezionale*. La loro tecnica costruttiva è molto semplice e non richiede travi di grosse dimensioni (*cf.* figura a pagina seguente).

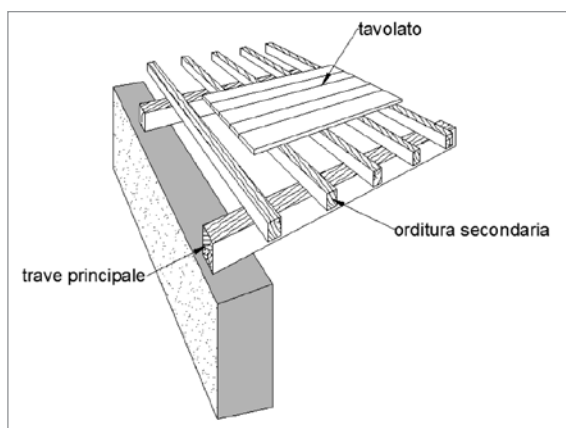
Come si nota dallo schema, questo tipo di orditura scarica il peso del solaio (forze concentrate) solo su due dei quattro muri che definiscono l'ambiente.

Per luci usualmente maggiori di 5 metri poteva essere presente anche una orditura strutturale secondaria, e in questo caso il solaio è detto a *doppia orditura*.

Le travi principali (*travi maestre*) sono disposte secondo la dimensione minore dell'ambiente (in modo da suddividere la pianta in diverse campate, usualmente uguali) e una serie di travi secondarie di minore dimensione è disposta perpendicolarmente, come se fosse un solaio a semplice orditura.



Questo solaio può essere rappresentato come nella figura:



L'interasse delle travi principali è in genere compreso tra i tre e i quattro metri. Le travi secondarie appoggiano direttamente sopra le travi maestre e possono essere disposti o con gli assi allineati, poggiando su metà larghezza della trave, o con gli assi sfalsati poggiando interamente su tutta la larghezza della trave (cfr. figure a pagina seguente).

In questo tipo di solai i carichi sono ripartiti su tutti i muri, e sono maggiori sotto la struttura principale.

L'altezza complessiva del solaio è maggiore di quello a semplice orditura per il sommarsi dell'altezza dovuta all'orditura secondaria. Per ridurre questa altezza si sono ideate soluzioni in cui le travi secondarie erano collocate su delle mensole o intagli praticati nella trave principale.

## CLASSIFICAZIONE A VISTA DEI LEGNAMI

Rientrano nell'ambito di applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni<sup>1</sup> (di cui al D.M. 17 gennaio 2018, pubblicato sulla *Gazzetta Ufficiale* n. 42 del 20 febbraio 2018), anche le opere costituite da strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) o con prodotti strutturali a base di legno (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno) assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici, eccettuate quelle oggetto di una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Le NTC possono essere usate anche per le verifiche di strutture in legno esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado (*cf.* paragrafo 4.4 NTC).

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti espressamente indicati nelle NTC al paragrafo 11.7 (in questo volume ai capitoli 3, 4, 5, 6 e 7). Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

La C.M. 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. recante «*Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*», al punto C4.4 (*Costruzioni di legno*), riporta che: «*L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti. [...]*». Continua la circolare dicendo che nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione.

Le NTC al paragrafo 8.6 riportano: Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; *possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali*, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su *Gazzetta Ufficiale* dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

<sup>1</sup> Da qui in avanti semplicemente NTC.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss.mm.ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Possono essere utilizzati anche altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle presenti Norme tecniche.

Alla data esistono nel nostro Paese due norme da poter utilizzare per la determinazione del profilo resistente delle elementi lignee esistenti, la UNI 11035: 2010 e la UNI 11119:2004. I professionisti che svolgono attività di classificazione devono essere formati, da un ente indipendente da quello per cui lavorano, e devono seguire un corso che includa almeno la conoscenza dei seguenti elementi:

- contenuti della presente norma UNI 11035 e di quelle in essa richiamate;
- caratteristiche fisiche e meccaniche della materia prima legno, influenza delle caratteristiche sulla resistenza meccanica, modalità di misurazione delle caratteristiche del legno massiccio strutturale<sup>2</sup>.

Le NTC obbligano il Direttore dei Lavori a verificare le classi di appartenenza dei materiali e quindi anche delle travi di legno durante le fasi di accettazione in cantiere prima di effettuare la posa in opera.

### **UNI 11035:2010**

La UNI 11035:2010, riguardante *Legno strutturale – Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica*, è composta di tre parti:

- Parte 1: Terminologia e misurazione delle caratteristiche.
- Parte 2: Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza meccanica e valori caratteristici per tipi di legname strutturale.
- Parte 3: Travi Uso Fiume e Uso Trieste.

La norma descrive una metodologia di classificazione applicabile anche a elementi strutturali in opera, purché siano soddisfatte tuttavia una serie di condizioni che non sempre è possibile riscontrare (in particolare la visibilità e accessibilità dell'elemento devono essere estese ad almeno 3 lati e ad una delle due testate).

I profili resistenti che si ottengono con questa norma sono espressi tramite i *valori caratteristici* di resistenza.

### **UNI 11119:2004**

Beni culturali – Manufatti lignei – Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera.

<sup>2</sup> Allegato A alla UNI 11035 Parte prima.

## ACCIAIO DA CARPENTERIA

La norma base per questo materiale è la UNI EN 10027-1:2006. Essa specifica le regole per la designazione degli acciai per mezzo di lettere e numeri simbolici per esprimere l'applicazione e le principali caratteristiche per esempio meccaniche, fisiche e chimiche in modo da ottenere una identificazione abbreviata degli acciai. La prima lettera è:

- B: per acciaio da utilizzare per le opere in calcestruzzo armato ordinario;
- Y: per acciaio da utilizzare per le opere in calcestruzzo armato precompresso;
- S: per acciaio da utilizzare per le carpenterie metalliche.

### 3.1. Resistenza di calcolo

Gli acciai da carpenteria previsti dalla attuale normativa vanno dalla classe S 235 a S 355, oltre le classi speciali. Il numero indica la tensione caratteristica di snervamento espressa in MPa mentre *S* è il simbolo dell'acciaio strutturale.

Classe	Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]
S235	2.350	3.600
S275	2.750	4.300
S355	3.550	5.100

La resistenza di calcolo,  $f_{yd}$ , da utilizzare nei dimensionamenti delle strutture metalliche è ottenuta dividendo la resistenza caratteristica di rottura,  $f_{yk}$ , per dei coefficienti di sicurezza del materiale.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$$

Il coefficiente di sicurezza è stato stabilito dalle NTC (punto 4.3.3) e vale:  $\gamma_m = 1,05$ .

A questa resistenza di calcolo corrisponde la deformazione limite elastica  $e_{syd}$  il cui valore si può calcolare mediante l'espressione:

$$e_{syd} = \frac{f_{yd}}{E}$$

con  $E$  = modulo elastico lineare:  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ .

Il modulo elastico tangenziale vale  $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$  N/mm<sup>2</sup> con  $\nu = 0,3$ .

Le più comuni travi di acciaio cui si fa riferimento nel testo sono:

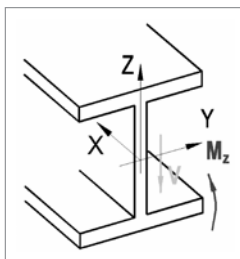
- 1) IPE (UNI 5398-78), sigla di European Profile (I richiama la forma): nei quali le facce interne delle ali sono parallele alle facce esterne. Le sezioni hanno l'altezza dell'anima circa doppia la larghezza delle ali. Sono indicate dalla dicitura IPE e sono seguite da un numero che indica l'altezza in millimetri (ad esempio IPE 100).
- 2) HE (UNI 5397-78), sigla di European (H richiama la forma): sezioni con base circa uguale all'altezza. Vengono prodotti in 3 tipi a seconda dello spessore crescente dell'ala che è comunque maggiore di quello dell'anima: a) A: serie leggera; b) B: serie media; M: serie pesante. Sono indicate dalla dicitura HE, seguita da una lettera indicante la serie e da un numero che indica l'altezza in millimetri (ad esempio HEA100).

La loro diffusione è giustificata dalla loro efficienza a carichi flessionali: in esse infatti il materiale è concentrato sulle ali, le parti più distanti dal punto baricentrico della sezione, aumentando la loro rigidezza flessionale.

### 3.2. Caratteristiche geometriche

Secondo le NTC gli assi di riferimento risultano orientati come da figura:

- a) asse x nel senso della luce della trave;
- b) asse y orizzontale;
- c) asse z verticale.



Molti cataloghi di profilati utilizzano per le rappresentazioni grafiche i seguenti simboli:

- $t_f$  per lo spessore dell'ala (*thickness, flange*);
- $t_w$  per lo spessore dell'anima (*w web*) (cfr. figura seguente).

Generalmente i dati geometrici dei profilati sono esposti in tabella come la seguente:

Sigla HEA	B mm	H mm	$t_w$ mm	$t_f$ mm	r mm	Peso kg/m	Area cm <sup>2</sup>	Jx cm <sup>4</sup>	Jy cm <sup>4</sup>	Wx cm <sup>3</sup>	Wy cm <sup>3</sup>	ix	iy
100	100	96	5	8	12	16,7	21,24	349,2	133,8	72,76	26,76	4,06	2,51
120	120	114	5	8	12	19,9	25,34	606,2	230,9	106,3	38,48	4,89	3,02
140	140	133	5,5	8,5	12	24,7	31,42	1.033	389,3	155,4	55,62	5,73	3,52
160	160	152	6	9	15	30,4	38,77	1.673	615,6	220,1	76,95	6,57	3,98

[segue]

## CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo è un conglomerato artificiale costituito da una miscela di legante, acqua e aggregati (sabbia e ghiaia) e con l'aggiunta, secondo le necessità, di additivi e/o aggiunte minerali che influenzano le caratteristiche fisiche o chimiche del conglomerato sia fresco sia indurito.

Attualmente il legante utilizzato per confezionare calcestruzzi è il cemento, ma in passato sono stati realizzati calcestruzzi che utilizzavano leganti differenti come la calce aerea o idraulica. Il cemento, idratandosi con l'acqua, fa presa e indurisce conferendo alla miscela una resistenza meccanica tale da renderla assimilabile a una roccia. È oggi utilizzato per realizzare le parti strutturali di un edificio ed è il materiale da costruzione più impiegato nel mondo.

### 4.1. Componenti

#### 4.1.1. Cemento

Le NTC prevedono i seguenti tipi di calcestruzzo:

- calcestruzzo armato normale (cemento armato);
- calcestruzzo armato precompresso (cemento armato precompresso);
- calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato.

Per determinare il comportamento e la resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa. Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004.

Sulla base della denominazione normalizzata sono definite le classi di resistenza, di cui si riportano quelli di uso più comune:

<b>Classi di resistenza</b>	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45
-----------------------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

L'impiego delle diverse classi di resistenza (tabella 4.1.II delle NTC) è il seguente:

<b>Strutture di destinazione</b>	<b>Classe di resistenza minima</b>
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

#### 4.1.2. Acciaio per calcestruzzo armato

La normativa italiana prevede due tipi di acciaio contrassegnati dalle sigle B450A e B450C. I due tipi di acciaio hanno le stesse caratteristiche di resistenza ma una differenza di duttilità: B450C (duttile, per barre da  $\Phi$  6 a  $\Phi$  40) e B450A (poco duttile per barre da  $\Phi$  5 a  $\Phi$  10).

Le tensioni nominali di snervamento e rottura sono rispettivamente pari a (cfr. tabelle 11.3.Ia, 11.3.IB e 11.3.IC):

Acciaio	B450A trafilato a freddo	B450C trafilato a caldo
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	540MPa	
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450MPa	
Allungamento ( $A_{gt}$ ) <sub>k</sub>	≥ 2,5% (frattile al 10%)	≥ 7,5% (frattile al 10%)
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210.000	

Le NTC prescrivono, nell'esecuzione di strutture in calcestruzzo armato, l'utilizzo del B450C e del B450A. L'acciaio tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, è ammesso per le reti e i tralicci; negli altri casi quando è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari e strutture non dissipative.

#### 4.2. Verifiche agli stati limite ultimi

L'ipotesi fondamentale del calcolo a stato limite ultimo è che uno dei due materiali costituenti la sezione, o entrambi siano in condizione di rottura.

Non si ha uno stato limite ultimo se nell'acciaio o se nel calcestruzzo o in entrambi non si raggiunge lo stato di crisi; si possono avere, perciò, i seguenti casi:

- 1) acciaio a rottura per raggiungimento della deformazione limite;
- 2) calcestruzzo a rottura per raggiungimento della deformazione limite;
- 3) rottura contemporanea di entrambi i materiali.

Le ipotesi poste alla base delle verifiche delle sezioni di cemento armato sono (punto 4.1.2.3.4.1 delle NTC 2018):

- a) conservazione delle sezioni piane;
- b) perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- c) resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- d) rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- e) rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

La conservazione delle sezioni piane consente di considerare lineare la variabilità di deformazione della sezione. La seconda ipotesi permette di considerare uguali le deformazioni appartenenti a due fibre, una di calcestruzzo e una di acciaio, aderenti. L'ipotesi c) permette di considerare il calcestruzzo come sezione fessurata.

Queste prime tre ipotesi sono le stesse che si utilizzavano per le verifiche condotte alle tensioni ammissibili, le altre sono quelle che mettono in gioco l'effettivo comportamento a rottura



## COLLANTI

Nel consolidamento dei vecchi solai di legno si ha spesso la necessità di far collaborare staticamente elementi diversi, come a esempio preesistenti travi in legno con una nuova soletta di cemento armato di limitato spessore, gettata al di sopra del tavolato di completamento del solaio. L'elemento che opera da collegamento è un connettore fissato in parte nella trave con adesivi e in parte annegato nel nuovo getto di cls.

Fra i numerosi collanti disponibili in commercio, le più indicate sono quelle epossidiche, perché sono le sole a conservare nel tempo le eccellenti caratteristiche di adesione al legno e ad impedire lo sfilamento del connettore.

### 5.1. Resine epossidiche

Si definiscono *collegamenti con elementi di acciaio incollati* quelli realizzati utilizzando elementi metallici, quali barre o piastre, inseriti in apposite sedi ricavate negli elementi di legno da unire, e solidarizzati ad essi mediante adesivi appropriati.

Tali unioni devono essere limitate a strutture in classe di servizio 1 e 2 su legno già in equilibrio igrometrico con l'ambiente.

È necessario accertarsi che le caratteristiche dell'adesivo e la sua adesione all'acciaio e al legno diano le più ampie garanzie di durabilità, sulla base di evidenze sperimentali o specifici test di laboratorio, e che, nelle condizioni di temperatura e umidità previste, il permanere di tali condizioni sia assicurato per tutta la vita in esercizio della struttura.

L'adesivo che si utilizza è una resina artificiale, in genere quella epossidica. Queste sono degli adesivi bicomponenti il cui indurimento, come è noto, avviene dopo la miscelazione dei due componenti: resina epossidica e induritore. Queste resine hanno buone resistenze chimiche generali ed una elevata resistenza meccanica.

Esse hanno uno straordinario impiego in diversi campi delle costruzioni, principalmente per questi motivi:

- a) grande modellabilità della massa resinosa;
- b) stabilità meccanica nel tempo;
- c) ottime caratteristiche di coesione a calcestruzzo, ferro, acciaio, legno;
- d) ritiro molto basso, quasi assente.

Le caratteristiche meccaniche sono in genere maggiori del calcestruzzo. Valori tipici sono:

- resistenza a compressione di 1000-1500 kg/cm<sup>2</sup>;
- resistenza a trazione di 400-800 kg/cm<sup>2</sup>;
- resistenza a flessione di 300-1000 kg/cm<sup>2</sup>.

Il modulo di elasticità è molto variabile per i diversi formulati. A seconda dell'impiego richiesto si può far variare da 10.000 a 250.000 kg/cm<sup>2</sup> (modulo a compressione).

Lo scorrimento viscoso o scorrimento plastico permanente è dello stesso ordine di grandezza, ad esempio, del calcestruzzo.

Il mercato produce anche delle malte epossidiche, composte da un adesivo epossidico bicomponente da integrare con una miscela di aggregati minerali selezionati con diametro massimo di circa 4, che costituisce il terzo componente.

**PRONTO  
GRAFILL****CLICCA per maggiori informazioni  
... e per te uno SCONTO SPECIALE**

**LEGNO**

Il legno è un materiale di origine biologica e pertanto le sue caratteristiche fisiche e il suo comportamento meccanico sono strettamente legati all'anatomia della pianta di provenienza. All'interno del tronco, idealmente cilindrico, si individuano tre direzioni principali (longitudinale, radiale e circonferenziale) a cui corrispondono tre sezioni (trasversale, radiale e tangenziale), per ognuna delle quali è possibile definire caratteristiche morfologiche differenziate e caratteristiche fisiche e meccaniche molto variabili, che conferiscono al materiale uno spiccato comportamento anisotropo.

Le caratteristiche naturali del legno (presenza di nodi, inclinazione della fibratura, presenza di cretti, presenza di legno di reazione, ...) possono rappresentare da un punto di vista strutturale dei difetti che vanno debitamente considerati procedendo ad una accurata selezione e classificazione e, ove possibile, contemplati nei calcoli.

La principale caratteristica fisica che influenza le prestazioni del legno è rappresentata dal comportamento igroscopico, connesso alla capacità di assorbire e rilasciare umidità all'atmosfera circostante.

Per quanto riguarda la durabilità, particolare attenzione verrà posta alla sensibilità del legno al biodegradamento, principalmente per azione di funghi ed insetti xilofagi.

La resistenza alla rottura del legno, quindi, dipende anche dal grado di umidità dello stesso: a valori più alti di umidità corrisponde una minore resistenza alla rottura. I valori di resistenza a rottura riportate nelle norme sono, normalmente, riferiti ad una umidità relativa dell'aria del 65% e ad una temperatura di 20 gradi. È necessario, pertanto, conoscere l'ambiente climatico dove andrà a prestare servizio la struttura che vogliamo calcolare.

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, le NTC individuano 3 classi di servizio, come riportate nella tabella. Ovviamente tali classi sono da intendersi come condizioni operative ordinarie, scostamenti per breve tempo non fanno mutare la classe di servizio.

<b>Classe di servizio 1</b>	Caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20 °C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
<b>Classe di servizio 2</b>	Caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20 °C ed un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
<b>Classe di servizio 3</b>	Condizioni climatiche che prevedono umidità più elevate di quelle della classe di servizio 2.

Operativamente, possiamo traslare le classi di servizio alle seguenti situazioni reali:

<b>Classe di servizio 1</b>	Strutture lignee poste in ambienti poco umidi, protetti dalle intemperie atmosferiche e con una temperatura media di circa 20 °C.
<b>Classe di servizio 2</b>	Strutture lignee poste in ambienti protetti dalle intemperie atmosferiche.
<b>Classe di servizio 3</b>	Strutture lignee poste all'esterno e non protetti dalle intemperie atmosferiche.

A differenza di quanto accade per altri materiali da costruzione, le modalità e le caratteristiche di deformazione del legno sotto l'azione delle forze esterne (comportamento reologico del materiale) sono notevolmente influenzati dalla durata dei carichi applicati. È, quindi, di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale.

Sostanzialmente, quando si hanno caratteristiche di sollecitazioni alte, si sperimenta una diminuzione della resistenza del legno, se i carichi sono di lunga durata.

Le norme ci impongono di assegnare le azioni di calcolo ad una **classe di durata del carico**, secondo le indicazioni riportate nella seguente tabella.

<b>Classe di durata del carico</b>	<b>Durata del carico</b>
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi – 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	–

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali. Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

<b>Classe di durata del carico</b>	<b>Tipologia del carico</b>
Permanente	Peso proprio ed i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura.
Lunga durata	Carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura; carichi variabili riguardanti magazzini e depositi.
Media durata	Carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli che si riferiscono a magazzini e depositi.
Breve durata	Sovraccarico da neve riferito al suolo $q_{sk}$ , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito.
Istantaneo	L'azione del vento e le azioni eccezionali in genere.

In caso di combinazioni di carichi di durata differente ci si riferirà al carico con la durata più breve per la determinazione della classe di durata della combinazione. Sono infatti le sollecitazioni più elevate a causare il danneggiamento e quindi la rottura del materiale: queste sollecitazioni

## MURATURE

Il sistema solaio di cui trattiamo il consolidamento è, di norma, inserito in sistemi costruttivi realizzanti in muratura ordinaria. Intendiamo per muro l'insieme degli elementi pesanti di varia natura (pietra, laterizio, ecc.), collegati fra loro a regola d'arte mediante un legante in modo da ottenere una struttura la più monolitica possibile. Il muro, in relazione allo scopo del presente testo, deve assicurare la funzione portante. Generalmente, per queste murature è difficile determinare i parametri di resistenza, salvo approfondite e costose analisi. Vedremo nel paragrafo seguente come individuare tale resistenza.

### 7.1. Caratteristiche meccaniche della muratura

Trattandosi di edifici storici o comunque vecchi, per determinare la sue caratteristiche meccaniche si fa ricorso alla tabella C8.5.I allegata alla circolare delle NTC dove sono riportate le caratteristiche meccaniche di sistemi murari a cui rapportare lo stato dei luoghi effettivo. Tale tabella contiene i valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte.

**Tabella 7.1.** Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione;  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel § C8.7.1.3);  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel § C8.7.1.3);  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale;  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;  $w$  = peso specifico medio [Tab. C8.5.I, Circolare applicativa n. 7/2019]

Tipologia di muratura	$f$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$W$ (N/mm <sup>2</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	1,8	-	690	230	19
	200	3,2		1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di spessore disomogeneo <sup>(1)</sup>	200	3,5	-	1020	340	20
		5,1		1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	-	1500	500	21
	380	7,4		1980	660	

[segue]

Tipologia di muratura	$f$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$W$ (N/mm <sup>2</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	-	900	300	13÷16 <sup>(2)</sup>
	220	4,2		1260	420	
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	200	4,0	10	1200	400	13÷16 <sup>(2)</sup>
	320	8,0	19	1620	500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	580	90	18	2400	800	22
	820	12	28	3200	1100	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce <sup>(3)</sup>	260	5,0	13	1200	400	18
	430	13	27	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	8	20	3500	875	15
	800	17	36	5600	1400	

(1) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(2) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione  $f$  può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(3) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Da questi parametri medi possiamo passare a quelli di progetto:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot F_c}$$

essendo:

- $F_c$  il fattore di confidenza;
- $\gamma_m$  il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura;
- $f_d$  la resistenza media a compressione di progetto.

## 7.2. Fattore di confidenza

Il fattore di confidenza dipende dal grado conoscenza della costruzione oggetto della verifica. La conoscenza della costruzione in muratura può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte la costruzione, a seconda della ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

La norma prevede tre livelli di conoscenza che identifica con le sigle: LC1, LC2, LC3. A ciascuna sigla corrisponde l'acquisizione di determinati fattori come indicato in tabella.

## TECNICHE DI INTERVENTO SU SOLAI DI LEGNO

### 8.1. Classe

Qualunque sia la modalità esecutiva con cui si vuol procedere al consolidamento di un solaio di legno bisogna rispettare al massimo le strutture preesistenti riducendo al minimo le modifiche (sostituzioni, demolizioni, ecc.).

Bisognerebbe inoltre che gli interventi da effettuare fossero per quanto possibile reversibili nel tempo e facilmente assoggettabili a controlli e manutenzioni.

Gli interventi sulle strutture lignee dei solai o delle coperture possono richiedere o una *ristrutturazione globale* o degli *interventi localizzati*. La prima può comprendere anche la modifica dello schema statico esistente sia perché sono cambiate le condizioni di utilizzo (cambio di destinazione e quindi nuovi carichi) e sia per adeguamento alle norme tecniche vigenti. Gli interventi localizzati, invece, sono limitati a singoli elementi strutturali con interventi di bonifica e rinforzi puntuali, limitati a una o più membratura della struttura. Pertanto una volta acquisita la “conoscenza della struttura” si passerà a valutare in maniera analitica la resistenza della stessa, ipotizzando solo la bonifica delle parti degradate. Se la resistenza non risultasse idonea sarà compito del progettista studiare soluzioni e schemi statici adeguati.

Tecnicamente gli interventi sugli elementi di legno possono essere distinti in due tipologie: i rinforzi propriamente detti e le ricostruzioni, come schematicamente riportati nella tabella seguente.

<b>Rinforzi</b>	Aggiunta di: <ul style="list-style-type: none"> <li>– legno massiccio o legno lamellare;</li> <li>– profili in acciaio;</li> <li>– conglomerati di resina epossidica;</li> <li>– sistema misto legno calcestruzzo;</li> <li>– sistema con connettori;</li> <li>– tiranti pretesi aderenti alle travi;</li> <li>– inserimento di anime di acciaio;</li> <li>– sistema con FRP.</li> </ul>
<b>Ricostruzioni</b>	Rimozione della parte di legno ammalorato e sua sostituzione con: <ul style="list-style-type: none"> <li>– legno massiccio o legno lamellare;</li> <li>– conglomerati di resina epossidica.</li> </ul>

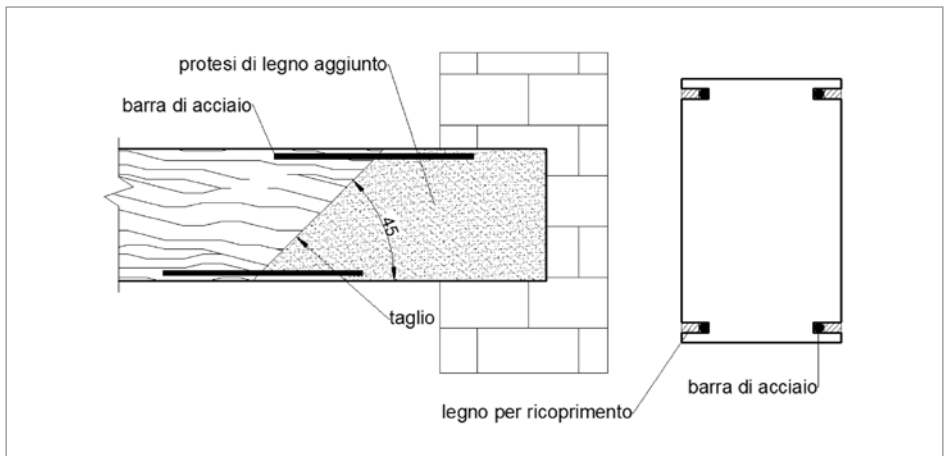
### 8.2. Interventi localizzati

Negli interventi localizzati relativi alle testate delle travi nelle zone d’immaschiamento, si tratta di ripristinare (ricostruire) il tratto della testata completamente degradato e il collegamento tra trave e muratura, poiché la testata della trave è in genere completamente degradata. Negli

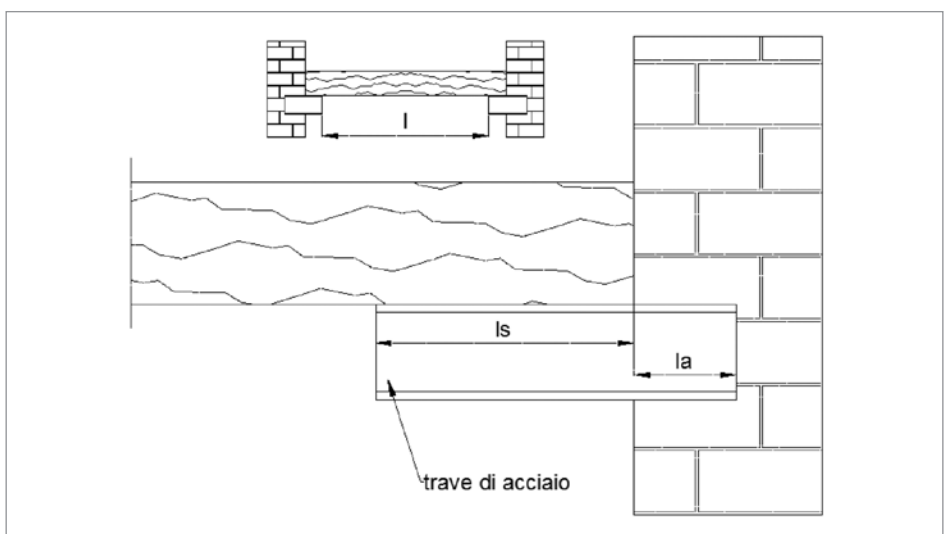
anni passati le soluzioni adottate consistevano nel creare un appoggio per le travi, nel paramento interno del muro, con l'inserimento di mensole (legno, pietre, ferro) sotto le travi, oppure creando dei rinforzi con profilati di ferro, variamente sagomati, solidalmente connessi alla trave di legno, tramite viti chiodi o altro. Tali tipologie d'interventi sono rimaste pressoché immutate salvo che per l'utilizzo di nuovi materiali.

Negli interventi localizzati, in genere per il ripristino delle testate di appoggio ampiamente degradate, si effettua una ricostruzione in toto della parte degradata. Si hanno, senza volere stilare un elenco completo ed esaustivo, le seguenti tecniche d'intervento:

a) Ripristino con protesi di legno connessa con barre di armatura



b) Rinforzo con mensola metallica

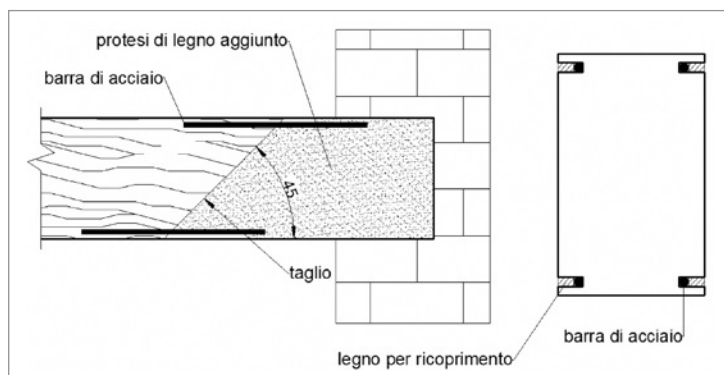




## RIPRISTINO DI TESTATE CON PROTESI E BARRE INCOLLATE

### 9.1. Premessa

È questo un tipo di intervento localizzato da eseguire nella zona dell'appoggio. In tale zona, generalmente soggetta a umidità elevata, si ha la perdita delle caratteristiche di resistenza per l'imputridimento del legno. Esecutivamente si pratica un taglio a 45° eliminando completamente la parte deteriorata della trave, si colloca una protesi di legno con le stesse caratteristiche meccaniche (o superiori) della trave esistente e si collega con barre di acciaio collocate dentro apposite scanalature laterali e fissate con resine epossidiche.



L'umidità del legno aggiunto deve essere prossima a quella della struttura esistente. Al posto del legno aggiunto può essere effettuata una colata di malta epossidica carica. La norma tecnica da seguire per questo intervento è il documento tecnico CNR-DT 206/2007 del 28 novembre 2007 – rev. 7 ottobre 2008 recante Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno, oltre le prescrizioni di carattere generale date dalle NTC.

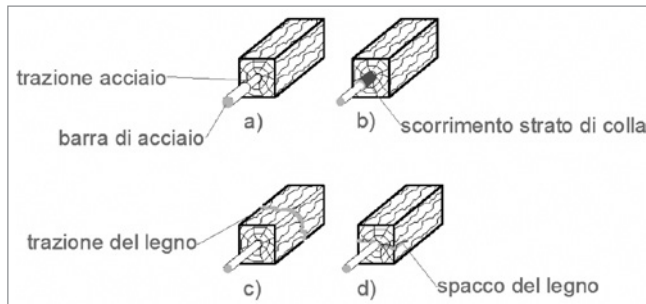
### 9.2. Generalità

Le indicazioni che seguono sono valide per collegamenti di elementi in legno massiccio, in legno lamellare incollato, in legno bilama o trilama e in legno microlamellare con barre filettate (o nervate) incollate aventi diametro nominale  $d$  minimo di 6 mm e massimo di 30 mm. Al momento dell'incollaggio delle barre di acciaio, l'umidità del legno non deve superare il 20%. Tali unioni devono essere limitate a strutture in classe di servizio 1 e 2 su legno già in equilibrio igrometrico con l'ambiente, pertanto non sono possibili in ambienti corrispondenti a classe di servizio 3. Lo spessore dell'adesivo non deve risultare maggiore del valore indicato nella sua certificazione.

### 9.3. Collegamenti con barre soggette a sollecitazione parallela al proprio asse

Nella verifica della capacità portante di collegamenti con barre di acciaio incollate, sollecitate assialmente, si devono considerare i seguenti modi di rottura:

- rottura a trazione della barra di acciaio;
- rottura per scorrimento del legno all'interfaccia con l'adesivo;
- rottura completa o parziale dell'elemento ligneo per trazione;
- rottura per spacco nella direzione della barra.



Deve essere comunque preclusa la rottura completa per scorrimento nello strato di resina nonché la perdita di aderenza fra resina e acciaio o resina e legno. Qualora la duttilità dell'elemento strutturale sia da considerarsi localizzata nell'unione è necessario che la rottura avvenga dopo lo snervamento della barra e che la capacità portante associata agli altri modi di rottura fragile, risulti almeno 1.5 volte superiore alla resistenza offerta dal primo modo. Per evitare la formazione di fessure di spacco nella direzione della barra, è necessario rispettare adeguati interassi fra le barre e distanze minime delle stesse dai bordi. Il valore caratteristico della capacità portante del collegamento con barre di acciaio incollate in direzione parallela alla fibratura è il minimo tra i valori data dalle relazioni:

$$F_{ax,Rd} = \min \begin{cases} f_{yd} \cdot A_{res} & \text{modo } a \\ \pi \cdot d_{eq} \cdot l_{ad} \cdot f_{v,d} & \text{modo } b \\ f_{t,0,d} \cdot A_{eff} & \text{modo } c \end{cases}$$

nella quale:

- modo *a*) rappresenta la rottura a trazione della barra di acciaio;
- modo *b*) rappresenta la rottura per scorrimento del legno all'interfaccia con l'adesivo;
- modo *c*) rappresenta la rottura completa o parziale dell'elemento ligneo per trazione;

con:

- $f_{yd}$  valore di calcolo della tensione di snervamento della barra di acciaio;
- $A_{res}$  area della sezione resistente della barra di acciaio;
- $d_{eq}$  diametro equivalente, da assumere pari al minore fra il diametro del foro e  $1.10d$ ;
- $l_{ad}$  lunghezza di ancoraggio della barra di acciaio. Si assume  $l_{ad,min} = \max(0,5 \cdot d^2; 10 \cdot d)$ ;
- $f_{t,0,d}$  tensione di progetto di trazione in direzione parallela alla fibratura del legno;
- $A_{eff}$  area efficace di rottura del legno.

## RIPRISTINO DI APPOGGIO TESTATE CON MENSOLE

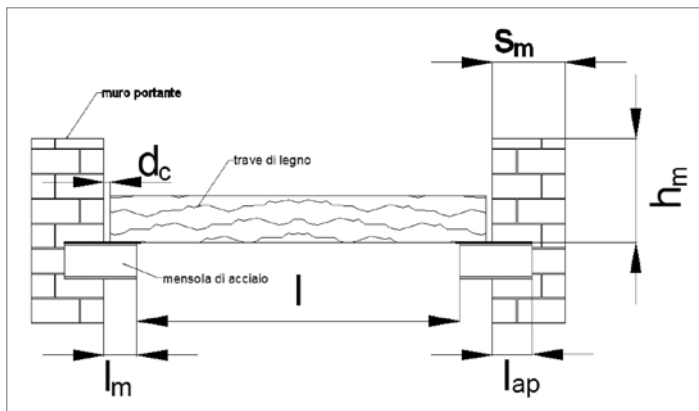
Un'altra tecnica di intervento, quando si hanno testate di trave ammalorate, consiste nel realizzare sotto o sopra la trave un mensola di acciaio o di legno alla quale legare la trave del solaio. Esecutivamente si colloca la mensola di acciaio o di legno opportunamente dimensionata all'intradosso o all'estradosso della trave, si lega quest'ultima alla mensola e si procede a tagliare, quasi a ridosso del muro, la parte della testa completamente deteriorata. Durante tutte le fasi dell'intervento, la trave principale deve essere opportunamente puntellata.

In questo capitolo esporremo le verifiche necessarie nei seguenti casi:

- mensola di acciaio collocata all'intradosso;
- mensola di legno collocata all'intradosso.

### 10.1. Mensola di acciaio collocata all'intradosso

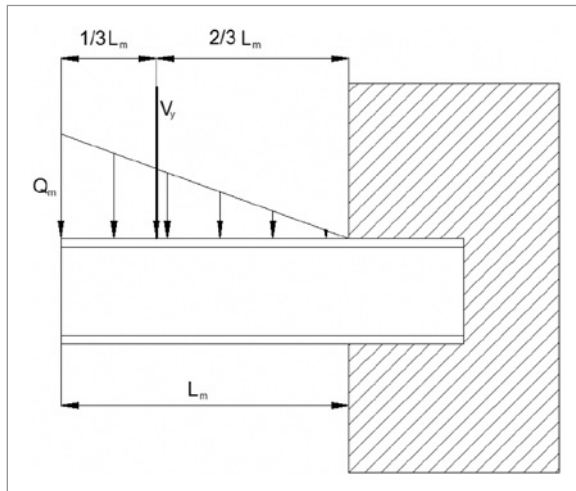
Lo schema statico e le grandezze necessarie da considerare sono riportate nel disegno che segue.



dove:

- trave di legno      dimensioni geometriche e profilo resistente noto;
- mensola di acciaio      da progettare e verificare;
- $s_m$                       spessore del muro d'ambito;
- $h_m$                       altezza della muratura soprastante la mensola;
- $l_{ap}$                       lunghezza di infissione della mensola nel muro;
- $l_m$                       lunghezza libera della mensola;
- $d_c$                       tratto ammalorata della testata misurato dal filo muro.

La trave risulta semplicemente appoggiata alle mensole. Essa deve essere verificata a momento flettente e taglio agli SLU e tramite la deformazione massima agli SLE. Ad essa, attraverso le procedure e i metodi di analisi previste dalle norme UNI 11035 e 11119, dovrà essere assegnato un profilo resistente con il quale ottenere le resistenze di progetto necessarie per effettuare le verifiche. La trave di legno scarica i carichi che gravano su di essa sulla mensola. Non essendo l'appoggio puntiforme ipotizziamo che il carico sia rilasciato sulla mensola in maniera triangolare, in maniera analoga a quando la trave scarica direttamente sulla muratura. Il suo massimo valore è all'estremità della mensola. Lo schema è indicato in figura.



### 10.2. Progetto della mensola di acciaio

Ai fini del progetto della mensola procediamo con il metodo elastico, già visto nel capitolo 3.

In pratica, avendo il carico  $V_y$  che grava sulla mensola ci ricaviamo il momento massimo all'incastro, e da questo tramite l'espressione del momento nella forma:

$$M_e = f_{yd} \cdot W_{el}$$

con:

- $f_{yd}$  è la tensione di calcolo dell'acciaio;
- $W_{el}$  è il modulo di resistenza a flessione in fase elastica; ricaviamo il valore del modulo di resistenza a flessione,  $W_{el}$ , e da quest'ultimo, tramite un sagomario, le dimensioni della trave di acciaio esemplificate nell'immagine a pagina seguente.

### 10.3. Verifica della mensola di acciaio in campo elastico al limite di snervamento

Questo tipo di verifica assume, per l'acciaio, un comportamento elastico lineare, sino al raggiungimento della condizione di snervamento. Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

## CALCOLO DI VERIFICA PER IL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI DI LEGNO TRAMITE MENSOLE METALLICHE

Questo tipo di consolidamento consiste essenzialmente nel modificare l'appoggio delle travi di legno, in genere infissi nei muri, con appoggi esterni realizzati con elementi in profilati di acciaio. Questo consente un duplice vantaggio: eliminazione della parte ammalorata della testata della trave e riduzione della luce di calcolo. Il calcolo si sviluppa in due fasi:

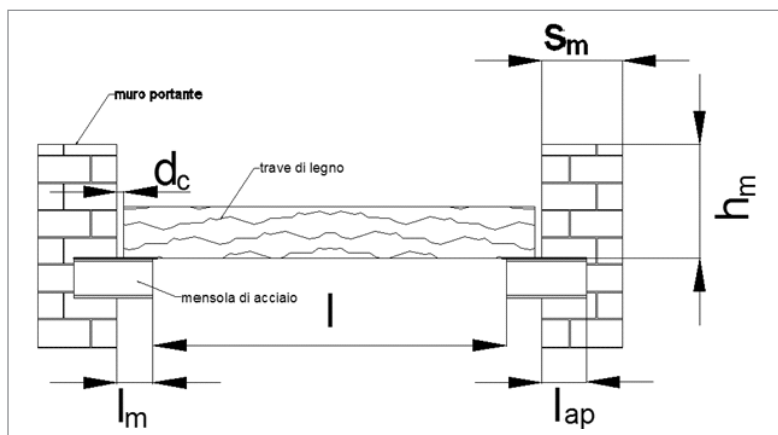
- progetto dell'altezza della mensola (altezza del profilato);
- verifica del profilato metallico.

Ciascuna di queste verifiche sarà introdotta dalla relativa relazione di calcolo.

### Geometria della mensola e del sistema

tratto mensola caricato:	40,00 cm
tratto trave ammalorata filo muro:	10,00 cm
luce della mensola:	50,00 cm
lunghezza appoggio nella muratura:	30,00 cm
spessore della muratura:	60,00 cm
altezza della muratura sopra la mensola:	400,00 cm
luce di calcolo della trave ( $l = l \cdot 1,05$ ):	420,00 cm
base trave:	20,00 cm
altezza trave:	30,00 cm
interasse travi:	100,00 cm

### Geometria del sistema



### 11.1. Progetto dell'altezza della mensola e verifica del profilato metallico

Il calcolo riportato di seguito si riferisce alla verifica di una trave di acciaio collocata all'intradosso di una trave di legno esistente, e infissa nella muratura.

Il calcolo di verifica della trave di acciaio è condotto secondo le indicazioni delle NTC del 2018, punto 4.2.3.2: capacità resistente delle sezioni. In funzione delle NTC la *capacità resistente delle sezioni* deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni. La capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi:

#### Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento che si raggiunge quando la deformazione nelle fibre più lontano dell'asse neutro assume il limite elastico  $\epsilon_y$ .

Nella sezione del profilato a filo muro agiscono sia il momento flettente sia il taglio, per cui la sezione deve essere verificata secondo il criterio indicato, per le verifiche in campo elastico, nel punto 4.2.4.1.2 delle NTC 2018 troviamo:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{z,Ed}^2 < (f_{yk}/\gamma_m)^2$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed}$  valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$  valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- $\tau_{Ed}$  valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

In questo caso la tensione tangenziale si calcola con la formula dello Jourawski:

$$\tau = V_d \cdot S / (J_z \cdot b)$$

Questa tensione si combina con quella normale prodotta, nella stessa sezione, dal momento flettente espressa dalla relazione

$$M_e = f_{yd} \cdot W_{el}$$

dove:

- $f_{yd}$  tensione di calcolo dell'acciaio;
- $W_{el}$  modulo di resistenza a flessione in fase elastica.

La condizione che non sia superato il limite di snervamento si verifica mediante la relazione di Von Mises:

$$\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2 < f_{yd}^2 \text{ (A)}$$

## CALCOLO DI VERIFICA PER IL CONSOLIDAMENTO DI SOLAI DI LEGNO TRAMITE MENSOLE LIGNEE

Questo tipo di consolidamento consiste essenzialmente nel modificare l'appoggio delle travi di legno, in genere infissi nei muri, con appoggi esterni realizzati con elementi sempre in legno. Questo consente un duplice vantaggio: eliminazione della parte ammalorata della testata della trave e riduzione della luce di calcolo della trave di legno.

Il calcolo si sviluppa in tre fasi:

- progetto dell'altezza della mensola;
- verifica della mensola.

Ciascuna di queste verifiche sarà introdotta dalla relativa relazione di calcolo.

### 12.1. Relazione tecnica relativa al calcolo di elementi di legno

In conformità alle NTC 2018 e con riferimento alla Circolare applicativa n. 7/2019. I valori di calcolo per le proprietà del materiale, a partire dai valori caratteristici, si assegnano con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale è calcolato mediante la relazione:

$$X_d = X_k K_{mod} / \gamma_M$$

dove:

$X_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale;

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;

*legno massiccio*  $\gamma_M = 1,50$

*legno lamellare incollato*  $\gamma_M = 1,45$

$K_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di  $K_{mod}$  che corrisponde all'azione di minor durata.

Si riportano per comodità alcuni valori e definizioni riportate dalle NTC.

#### Classe di durata del carico

*Permanente:* durata del carico più di 10 anni

*Lunga durata:* durata del carico 6 mesi – 10 anni

*Media durata:* durata del carico 1 settimana – 6 mesi

*Breve durata:* durata del carico meno di 1 settimana

*Istantaneo:* –

**Classe di servizio 1**

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.

**Classe di servizio 2**

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.

**Classe di servizio 3**

È caratterizzata da un'umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

**Valori di  $K_{mod}$  per legno massiccio e legno lamellare incollato**

Classe di servizio	Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
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

*Stati limite di esercizio*

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione e delle variazioni di umidità devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici e sia alla funzionalità dell'opera. Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine. La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature. La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$ . Il coefficiente  $k_{def}$  tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

**Valori di  $K_{def}$  per legno massiccio e legno lamellare incollato**

Materiale	Classe di servizio 1	Classe di servizio 2	Classe di servizio 3
Legno massiccio	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	0,60	0,80	2,00

*Stati limite ultimi***Verifiche di resistenza**

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura. Le seguenti prescrizioni si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti de-

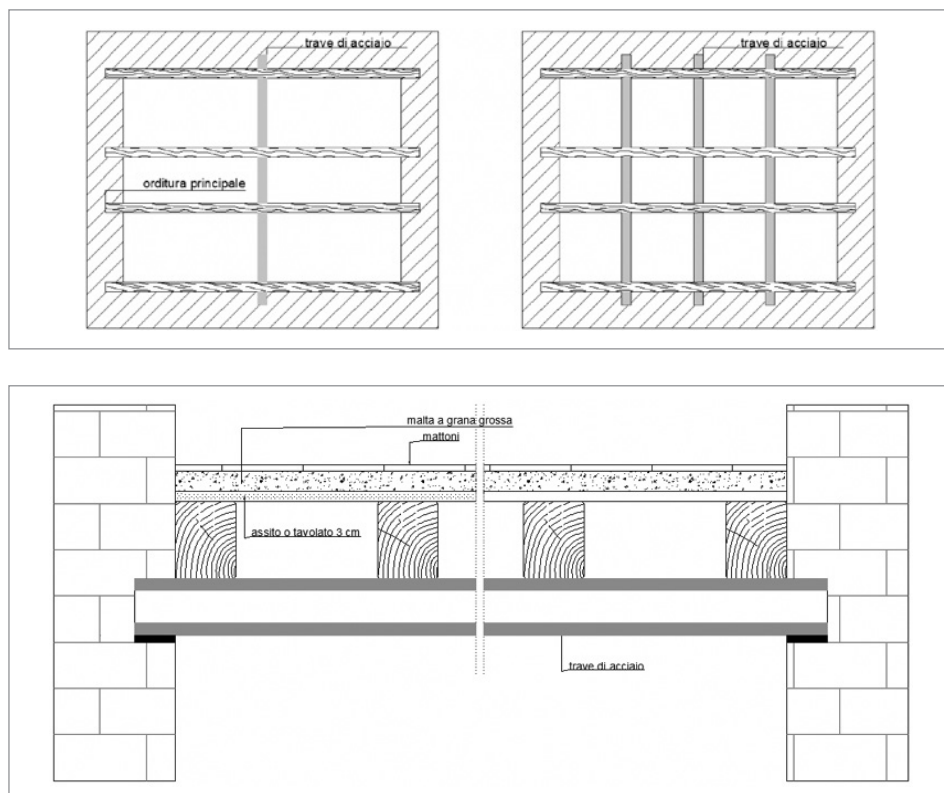


## RINFORZO CON TRAVE DI ACCIAIO

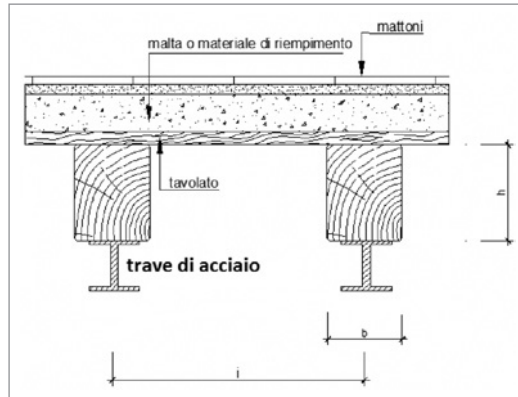
Il consolidamento delle travi principali delle strutture lignee, quando il deterioramento delle stesse non è limitato alle sole testate, è concretamente e agevolmente realizzabile con l'utilizzo di travi di acciaio. Il tipo di intervento è idoneo sia per il rinforzo delle strutture deteriorate e sia per aumentare il carico portante dei solai per mutata destinazione d'uso o altro.

Le soluzioni possibili sono diverse, come mostrato di seguito, sia con le travi di acciaio disposte ortogonalmente alla struttura principale e sia con le travi di acciaio disposte parallelamente alla tessitura del solaio. La soluzione con travi ortogonali alla tessitura si può articolare in diversi modi:

- singola trave disposta all'intradosso delle travi di legno e collocata nella mezzeria di quest'ultime;
- più travi disposti sempre all'intradosso delle travi di legno e collocate nella mezzeria e in maniera simmetrica rispetto a questa.

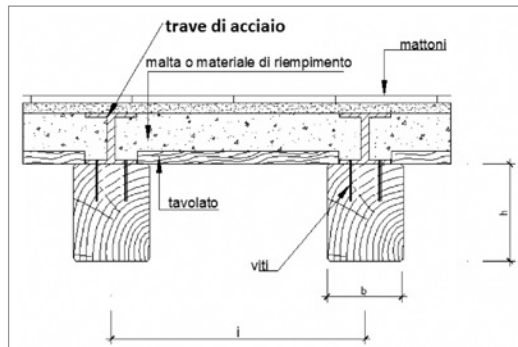


La soluzione con travi parallele alla orditura sostanzialmente si concretizza nelle due figure di seguito riportate.



*Trave di acciaio all'intradosso*

Questa soluzione si può adottare in presenza di solai abbastanza alti o, comunque, quando la riduzione della luce libera tra il pavimento e la trave (dovuta all'inserimento della trave di acciaio) sia accettabile. In caso contrario si può adottare la soluzione con trave collocata all'estradosso.



*Trave di acciaio all'estradosso*

Questo tipo di intervento comporta la rimozione di tutta o parte della sovrastruttura esistente (riempimento, malta sotto-pavimentazione, pavimentazione, ecc.). In questo caso la trave di legno è ancorata alla trave di acciaio tramite connettori metallici.

### 13.1. Considerazioni statiche sulla tipologia d'intervento

L'inserimento della trave metallica inserita parallelamente alle travi esistenti cambia favorevolmente lo schema statico iniziale della trave semplicemente appoggiata. Abbiamo due travi sovrapposte ognuna delle quali deformatosi mantiene piana la propria sezione, mentre la

## ESEMPIO DI RINFORZO CON TRAVE DI ACCIAIO COLLOCATA ALL'INTRADOSSO

### 14.1. Relazione tecnica relativa al consolidamento di un solaio di legno con travi di acciaio collocate all'intradosso della trave di legno

Il calcolo riportato di seguito si riferisce alla verifica di una trave di acciaio collocata all'intradosso di una trave di legno esistente. L'intervento si rende necessario in quanto la trave di legno, cui si collega quella in acciaio, è degradata e non è più in condizioni di operare in sicurezza sia in termini di tensioni che di deformazioni. Il calcolo della trave di legno da cui risulta la necessità dell'intervento è riportato in fascicolo separato. Il progetto e la verifica della trave di acciaio è condotto secondo le indicazioni delle NTC 2018, punto 4.2.3.2: *capacità resistente delle sezioni*. In accordo con le NTC la capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni. La capacità resistente della sezione si può determina con uno dei seguenti metodi:

#### *Metodo elastico (E)*

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il momento massimo elastico  $M_e$  si attinge quando la deformazione nelle fibre più lontano dell'asse neutro assume il limite elastico  $\epsilon_y$ . L'espressione del momento assume la forma:

$$M_e = f_{yd} \times W_{el}$$

dove:

- $f_{yd}$  tensione di calcolo dell'acciaio;  
 $W_{el}$  modulo di resistenza a flessione in fase elastica.

#### *Metodo plastico (P)*

Si assume la completa plasticizzazione del materiale.

Aumentando ancora la curvatura della trave, rispetto alla fase elastica, i lembi più estremi della sezione iniziano a plasticizzarsi, rimanendo costante la tensione è pari a quella di snervamento. Tuttavia, all'interno della sezione, tutte le fibre poste a distanza  $y$ , sono ancora in fase elastica.

#### *Metodo elasto-plastico (EP)*

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi.

Aumentando ancora la curvatura della trave, rispetto alla fase elasto-plastica, e quando tutte le fibre raggiungono la tensione di snervamento, tutta la sezione risulta plasticizzata.

L'espressione del momento assume la forma:

$$M_{pl} = f_{yd} \times W_{pl}$$

dove:

$f_{yd}$  tensione di calcolo dell'acciaio;  
 $W_{pl}$  modulo di resistenza a flessione in fase plastica.

I calcoli di verifica che si svolgeranno nei paragrafi successivi saranno: in fase elastica per il progetto della sezione del profilato di acciaio e in fase plastica per la successiva verifica allo stato limite ultimo.

I valori di calcolo delle resistenze di progetto, a partire dai valori caratteristici, si determinano calcolato mediante la relazione:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

dove:

$X_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale;  
 $\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;

per l'acciaio  $\gamma_M = 1,05$

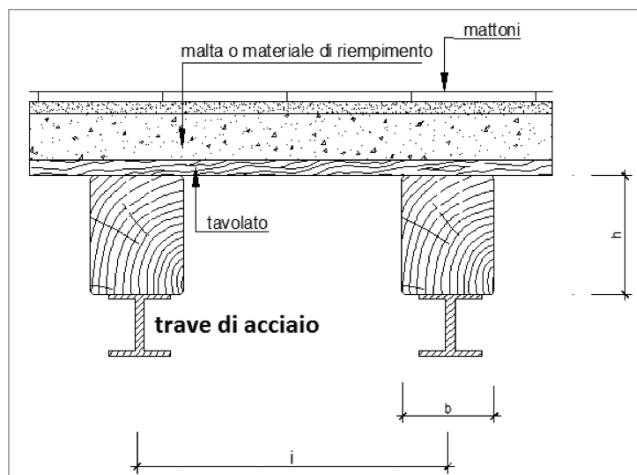
L'acciaio che si intende utilizzare nel rinforzo della trave di legno è il tipo *S 235* conforme alle NTC 2018 (Tabella 4.2.I) con:

- $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ ;
- $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ .

Il valore di calcolo della resistenza di progetto, a partire dal valore caratteristico, vale:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 235 / 1,05 = 223,81 \text{ N/mm}^2 = 2.238,1 \text{ daN/cm}^2$$

### Schema solaio



## ESEMPIO DI RINFORZO CON TRAVE DI ACCIAIO COLLOCATA ALL'ESTRADOSSO

### 15.1. Relazione tecnica relativa al consolidamento di un solaio di legno con travi di acciaio IPE collocate all'estradosso delle travi principali

Il calcolo riportato di seguito si riferisce alla verifica di una trave di acciaio collocata all'estradosso di una trave di legno esistente, e a questa collegata tramite opportuni connettori di metallo. L'intervento si rende necessario in quanto la trave di legno, cui si collega quella in acciaio, è degradata e non è più in condizioni di operare in sicurezza sia in termini di tensioni che di deformazioni. Il calcolo della trave di legno da cui risulta la necessità dell'intervento è riportato in fascicolo separato. Il progetto e la verifica della trave di acciaio è condotto secondo le indicazioni delle NTC 2018, punto 4.2.3.2: *capacità resistente delle sezioni*. In accordo con le NTC la capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni. La capacità resistente della sezione si può determina con uno dei seguenti metodi:

#### *Metodo elastico (E)*

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il momento massimo elastico  $M_e$  si attinge quando la deformazione nelle fibre più lontano dell'asse neutro assume il limite elastico  $\varepsilon_y$ . L'espressione del momento assume la forma:

$$M_e = f_{yd} \times W_{el}$$

dove:

- $f_{yd}$  tensione di calcolo dell'acciaio;
- $W_{el}$  modulo di resistenza a flessione in fase elastica.

#### *Metodo plastico (P)*

Si assume la completa plasticizzazione del materiale.

Aumentando ancora la curvatura della trave, rispetto alla fase elastica, i lembi più estremi della sezione iniziano a plasticizzarsi, rimanendo costante la tensione è pari a quella di snervamento. Tuttavia, all'interno della sezione, tutte le fibre poste a distanza  $y$ , sono ancora in fase elastica.

#### *Metodo elasto-plastico (EP)*

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi.

Aumentando ancora la curvatura della trave, rispetto alla fase elasto-plastica, e quando tutte le fibre raggiungono la tensione di snervamento, tutta la sezione risulta plasticizzata.

L'espressione del momento assume la forma:

$$M_{pl} = f_{yd} \times W_{pl}$$

dove:

- $f_{yd}$  tensione di calcolo dell'acciaio;  
 $W_{pl}$  modulo di resistenza a flessione in fase plastica.

I calcoli di verifica che si svolgeranno nei paragrafi successivi saranno: in fase elastica per il progetto della sezione del profilato di acciaio e in fase plastica per la successiva verifica allo stato limite ultimo.

I valori di calcolo delle resistenze di progetto, a partire dai valori caratteristici, si determinano calcolato mediante la relazione:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

dove:

- $X_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale;  
 $\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale.

Per l'acciaio  $\gamma_M = 1,05$

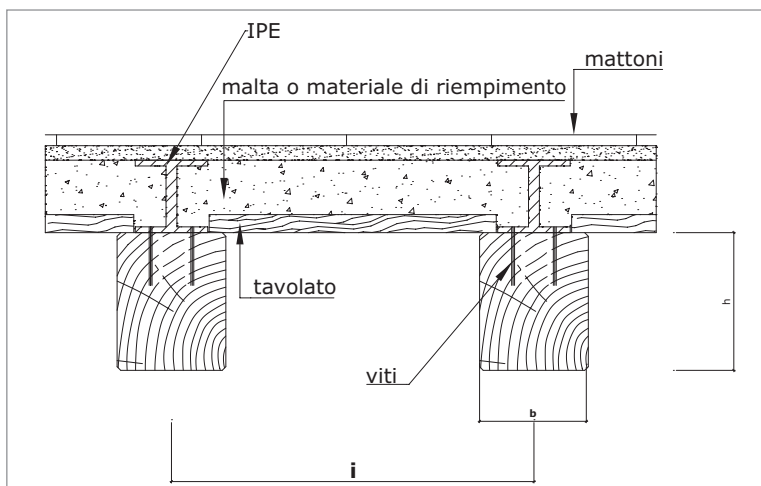
L'acciaio che si intende utilizzare nel rinforzo della trave di legno è il tipo *S 235* conforme alle NTC 2018 (Tabella 4.2.I) con:

- $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ ;
- $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ .

Il valore di calcolo della resistenza di progetto, a partire dal valore caratteristico, vale:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 235 / 1,05 = 223,81 \text{ N/mm}^2 = 2.238,1 \text{ daN/cm}^2$$

### Schema solaio



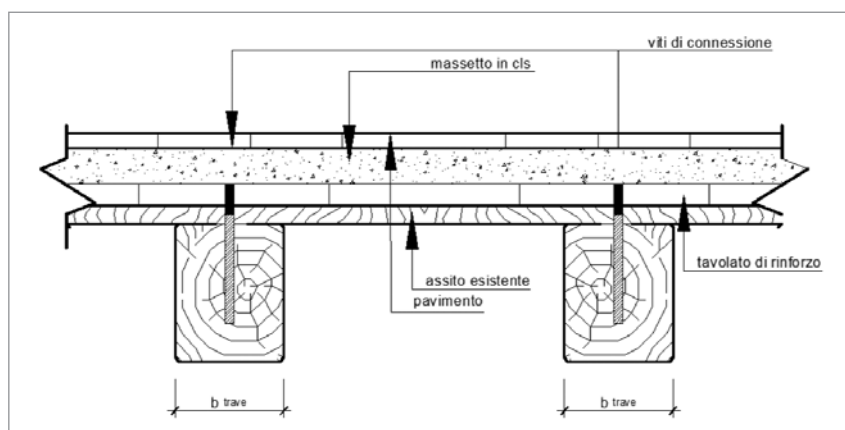
## RINFORZO CON STRUTTURE COMPOSTE LEGNO-LEGNO E LEGNO-CALCESTRUZZO

Le strutture di tipo composto mettono assieme due elementi strutturali, che lavorano entrambi a flessione, rendendoli solidali fra di loro tramite l'uso di connettori. Nel consolidamento dei solai lignei molto frequentemente si accoppiano le travi in legno a solette in c.a.. Oggigiorno tale sistema è usato anche sia nell'ambito delle nuove costruzioni.

La possibilità di adottare sezioni miste legno-calcestruzzo è contemplata nelle NTC 2018. Infatti, al paragrafo 7.2.6, riportano che 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.

Questo tipo di intervento è di tipo globale sia perché interessa tutto il solaio sia perché esso modifica il comportamento statico del solaio esistente. L'intervento di consolidamento consiste nel mettere in opera una sottile lastra di calcestruzzo di circa 5 cm di spessore, collegata alle travi portanti in legno a mezzo di connettori metallici. I connettori hanno lo scopo di vincolare i due materiali (legno e calcestruzzo) limitandone gli spostamenti relativi (scorrimento). Questa struttura mista ha un comportamento intermedio tra quello di due travi sconnesse semplicemente appoggiate l'una all'altra e quella di due travi perfettamente saldate tra di loro.

Un'altra tecnica adoperata per la realizzazione di una struttura composta è quella della cosiddetta tecnica legno-legno. In questo caso l'intervento di consolidamento consiste nel mettere in opera un tavolato o un compensato collegato alle travi di legno portante a mezzo di pioli metallici.



Le considerazioni teoriche sulle strutture miste che da qui in avanti si tratteranno valgono sia per il tipo legno-calcestruzzo sia per il tipo legno-legno.

### 16.1. Connessioni

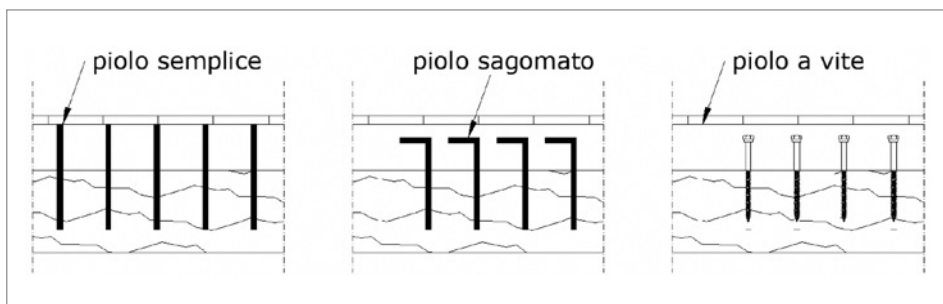
La connessione<sup>1</sup> tra soletta e trave in legno va realizzata con sistemi dei quali sia stata dimostrata la validità per mezzo di adeguate campagne sperimentali condotte secondo le pertinenti norme. La rigidezza  $K_{ser}$  e la capacità portante  $F_{v,Rk}$  della connessione trave-soletta dovranno essere determinate tramite prove sperimentali e sulla base di teorie di comprovata validità che tengano conto delle specifiche caratteristiche della connessione così come sarà utilizzata in opera. In particolare dovrà essere considerata l'eventuale presenza di una distanza non nulla tra intradosso soletta ed estradosso trave (conseguente ad esempio alla presenza di un assito).

Si realizza così una sezione in cui, per effetto dei carichi verticali, la soletta in c.a. risulta sollecitata principalmente a compressione, mentre l'elemento ligneo prevalentemente a sforzi di trazione e di flessione. In altri termini i due materiali lavorano al meglio delle loro capacità meccaniche. Un ruolo importante, quindi, in questo tipo di intervento lo hanno i connettori. In genere essi sono elementi cilindrici di acciaio che si collocano, in fori predisposti, nella trave di legno, qui fissati da collanti epossidici, è annegati nel getto di calcestruzzo nella parte superiore. Affinché si realizzi questo tipo di sezione occorre però che tra i due elementi non si verificano significativi scorrimenti, per cui la rigidezza della connessione non deve essere nulla.

L'efficienza dei sistemi di collegamento è strettamente dipendente dalle modalità di realizzazione e messa in opera dei connettori, e a tal fine nella relazione di calcolo dovranno essere specificate:

- caratteristiche e modalità di produzione del connettore;
- interasse minimo tra i connettori;
- interasse massimo tra i connettori;
- distanze dei connettori dai bordi e dalle estremità;
- limiti sulle tolleranze nelle lavorazioni;
- caratteristiche fisiche dei materiali al momento della messa in opera;
- provvedimenti particolari da adottare per la messa in opera.

I connettori nella loro forma più comune sono: piolo semplice, piolo sagomato, piolo a vite.



<sup>1</sup> Paragrafo 7.12.1 del documento CNR-DT 206/2007 recante *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno*.



## ESEMPIO DI RINFORZO SOLETTA IN C.A. E CONNETTORI METALLICI

### 17.1. Relazione tecnica relativa al consolidamento e irrigidimento di un solaio di legno con soletta in calcestruzzo e connettori metallici (in conformità al D.M. 17 gennaio 2018 e con riferimento alla Circolare applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019)

Si riporta di seguito il calcolo di un solaio di legno con soletta di calcestruzzo collegata alle travi di legno tramite connettori metallici. I connettori limitano lo scorrimento tra i due materiali in funzione della rigidità specifica della connessione. Questa ha rigidità finita e pertanto, la connessione legno-calcestruzzo è considerata deformabile.

Tutti i calcoli di verifica sono effettuati secondo il metodo agli stati limite, verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti. Inoltre, essendo in presenza di giunti meccanici, è considerata anche l'influenza della deformabilità degli stessi. Avendo i materiali della sezione composta legno-calcestruzzo diverso comportamento reologico, le verifiche per gli stati limite ultimi e di esercizio sono effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito). In particolare, per le verifiche degli stati limite di esercizio si sono valutati sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

Per la connessione è stato adottato un legame lineare tra sforzo e scorrimento, in accordo con il punto 4.4.10 delle NTC. Per il calcolo della capacità portante del sistema legno-connettore-calcestruzzo si è fatto riferimento alla procedura riportata nell'appendice B della UNI EN 1995-1-1:2009, nel rispetto delle ipotesi ivi riportate. Si è anche applicato il documento CNR-DT 206/2007 Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno per quanto concerne il calcolo delle deformazioni.

Nelle pagine che seguono, quando necessario, sono richiamati sia la normativa che lo specifico punto in applicazione.

Normativa considerata:

- D.M. 17 gennaio 2018 – *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*;
- CNR-DT 206/2007 – *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno*;
- Eurocodice 5 – *Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali – regole comuni e regole per gli edifici (UNI EN 1995-1-1:2009)*.

I valori di calcolo per le proprietà del materiale, a partire dai valori caratteristici, si assegnano con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico. Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale è calcolato mediante la relazione:

$$X_d = X_k K_{mod} / \gamma_M$$

dove:

$X_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale;

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;

*legno massiccio*  $\gamma_M = 1,50$

*legno lamellare incollato*  $\gamma_M = 1,45$

$K_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di  $k_{mod}$  che corrisponde all'azione di minor durata.

Si riportano per comodità alcuni valori e definizioni riportate dalle NTC.

### Classe di durata del carico

*Permanente:* durata del carico più di 10 anni

*Lunga durata:* durata del carico 6 mesi – 10 anni

*Media durata:* durata del carico una settimana – 6 mesi

*Breve durata:* durata del carico meno di 1 settimana

*Istantaneo:* –

### Classe di servizio 1

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.

### Classe di servizio 2

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.

### Classe di servizio 3

È caratterizzata da un'umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

### Valori di $K_{mod}$ per legno massiccio e legno lamellare incollato

Classe di servizio	Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
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

### Stati limite di esercizio

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione e delle variazioni di umidità devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in rela-

## ESEMPIO DI RINFORZO CON TAVOLATO DI LEGNO E CONNETTORI METALLICI

### 18.1. Relazione tecnica relativa al consolidamento e irrigidimento di un solaio di legno con la tecnica legno-legno (in conformità al D.M. 17 gennaio 2018 e con riferimento alla Circolare applicativa n. 7 del 21 gennaio 2019)

Si riporta di seguito il calcolo di un solaio di legno consolidato con la tecnica cosiddetta *legno-legno consistente nell'aggiungere un tavolato o un compensato strutturale multistrato*. La connessione alle travi di legno è fatta tramite connettori metallici. I connettori limitano lo scorrimento tra i due materiali in funzione della rigidità specifica della connessione. Questa ha rigidità finita e pertanto, la connessione legno-legno è considerata deformabile.

Tutti i calcoli di verifica sono effettuati secondo il metodo agli stati limite, verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti. Inoltre, essendo in presenza di giunti meccanici, è considerata anche l'influenza della deformabilità degli stessi. Avendo i materiali della sezione composta legno-calcestruzzo diverso comportamento reologico, le verifiche per gli stati limite ultimi e di esercizio sono effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito). In particolare, per le verifiche degli stati limite di esercizio si sono valutati sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

Per la connessione è stato adottato un legame lineare tra sforzo e scorrimento, in accordo con il punto 4.4.10 delle NTC. Per il calcolo della capacità portante del sistema legno-connettore-calcestruzzo si è fatto riferimento alla procedura riportata nell'appendice B della UNI EN 1995-1-1:2009, nel rispetto delle ipotesi ivi riportate. Si è anche applicato il documento CNR-DT 206/2007 Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno per quanto concerne il calcolo delle deformazioni.

Nelle pagine che seguono, quando necessario, sono richiamati sia la normativa che lo specifico punto in applicazione.

Normativa considerata:

- D.M. 17 gennaio 2018 – *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*;
- CNR-DT 206/2007 – *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno*;
- Eurocodice 5 – *Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali – regole comuni e regole per gli edifici (UNI EN 1995-1-1:2009)*.

I valori di calcolo per le proprietà del materiale, a partire dai valori caratteristici, si assegnano con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico. Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale è calcolato mediante la relazione:

$$X_d = X_k K_{mod} / \gamma_M$$

dove:

$X_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale;

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;

*legno massiccio*  $\gamma_M = 1,50$

*legno lamellare incollato*  $\gamma_M = 1,45$

$K_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di  $k_{mod}$  che corrisponde all'azione di minor durata.

Si riportano per comodità alcuni valori e definizioni riportate dalle NTC.

### Classe di durata del carico

*Permanente:* durata del carico più di 10 anni

*Lunga durata:* durata del carico 6 mesi – 10 anni

*Media durata:* durata del carico una settimana – 6 mesi

*Breve durata:* durata del carico meno di 1 settimana

*Istantaneo:* –

### Classe di servizio 1

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.

### Classe di servizio 2

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.

### Classe di servizio 3

È caratterizzata da un'umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

### Valori di $K_{mod}$ per legno massiccio e legno lamellare incollato

Classe di servizio	Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
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

### Stati limite di esercizio

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione e delle variazioni di umidità devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in rela-

## INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO

### 19.1. Caratteristiche del software incluso

Il software allegato alla presente pubblicazione esegue il calcolo e la verifica per il consolidamento di solai di legno con il metodo degli SLU e SLE.

Nello specifico effettua:

- la verifica della trave di legno (SLU e SLE);
- la verifica dello specifico rinforzo effettuato;
- la verifica della muratura dove è immaschiata la trave,

e la stesura dei calcoli statici per i seguenti casi:

- rinforzo di solaio con protesi di legno e barre incollate;
- rinforzo di solaio con mensola di acciaio;
- rinforzo di solaio con mensola di legno;
- rinforzo di solaio con soletta di calcestruzzo;
- rinforzo di solaio con legno aggiunto;
- rinforzo di solaio con trave di acciaio collocata all'estradosso;
- rinforzo di solaio con trave di acciaio collocata all'intradosso;
- calcolo di una trave di legno;
- stampa dei risultati con i seguenti elaborati:
  - relazione tecnica;
  - analisi dei carichi;
  - combinazione dei carichi;
  - verifica del rinforzo effettuato;
  - verifica dell'appoggio nella muratura a schiacciamento e ribaltamento (quando necessario).

Le verifiche vengono eseguite sia agli SLU e sia alla SLE.

### 19.2. Requisiti hardware e software

- Processore da 2.00 GHz;
- MS Windows Vista/7/8/10 (è necessario disporre dei privilegi di amministratore);
- MS .Net Framework 4+;
- 250 MB liberi sull'HDD;
- 2 GB di RAM;
- MS Office 2007+;
- Risoluzione monitor consigliata 1366x768 (risoluzioni inferiori potrebbero impedire la corretta visualizzazione delle maschere di input o dei comandi correlati);
- Accesso ad internet e browser web.

### 19.3. Richiesta della password di attivazione del software

- 1) Collegarsi al seguente indirizzo internet:

**[https://www.grafill.it/pass/0094\\_5.php](https://www.grafill.it/pass/0094_5.php)**

- 2) Inserire i codici “A” e “B” (vedi ultima pagina del volume) e cliccare su **[Continua]**;
- 3) **Per utenti registrati su [www.grafill.it](http://www.grafill.it)**: inserire i dati di accesso e cliccare su **[Accedi]**, accettare la licenza d’uso e cliccare su **[Continua]**;
- 4) **Per utenti non registrati su [www.grafill.it](http://www.grafill.it)**: cliccare su **[Iscriviti]**, compilare il form di registrazione e cliccare su **[Iscriviti]**, accettare la licenza d’uso e cliccare su **[Continua]**;
- 5) Un **link per il download del software** e la **password di attivazione** saranno inviati all’indirizzo e-mail inserito nel form di registrazione.

### 19.4. Installazione ed attivazione del software

- 1) Scaricare il setup del software cliccando sul link ricevuto per e-mail (file \*.exe);
- 2) Installare il software facendo doppio-click sul file **88-277-0095-2.exe**;
- 3) Avviare il software:

Per utenti MS Windows Vista/7/8: **[Start]** > **[Tutti i programmi]** > **[Grafill]**  
> **[Consolidamento solai di legno II Ed]** (cartella)  
> **[Consolidamento solai di legno II Ed]** (icona di avvio)

Per utenti MS Windows 10: **[Start]** > **[Tutte le app]** > **[Grafill]**  
> **[Consolidamento solai di legno II Ed]** (icona di avvio)

- 4) Compilare la maschera *Registrazione Software* e cliccare su **[Registra]**;
- 5) Solo al primo avvio alcuni avvisi accompagneranno il completamento della procedura di installazione: confermare sempre con **[OK]**;
- 6) Al termine della procedura di installazione il software si avvierà mostrando la *homepage* che esamineremo nel capitolo che segue.

### 19.5. Assistenza tecnica (TicketSystem)

I prodotti **Grafill** sono coperti da assistenza tecnica gratuita per 365 giorni dall’acquisto. L’assistenza è prevista per l’installazione, l’avvio o la reinstallazione del prodotto (*non è prevista assistenza per il recupero dei dati*), se la configurazione hardware rispetta i requisiti richiesti.

---

L’assistenza **TicketSystem** è disponibile all’indirizzo **<https://www.supporto.grafill.it>**.

Effettuare il login al **TicketSystem** utilizzando i dati del profilo utente di **[www.grafill.it](http://www.grafill.it)** ed aprire un ticket seguendo le istruzioni.

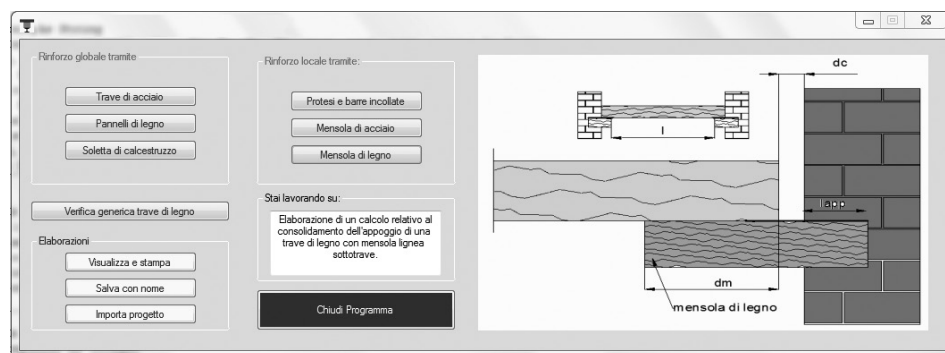
La cronologia dei ticket resterà disponibile sulla schermata principale del **TicketSystem**.

---

## MANUALE D'USO DEL SOFTWARE

### 20.1. Utilizzo del software

La schermata principale del software, rappresentata nella figura seguente, dà accesso a tutte le routine di calcolo implementate.



Sono previste le seguenti tipologie di intervento:

- rinforzo di solaio con protesi di legno e barre incollate;
- rinforzo di solaio con mensola di acciaio;
- rinforzo di solaio con mensola di legno;
- rinforzo di solaio con soletta di calcestruzzo;
- rinforzo di solaio con legno aggiunto;
- rinforzo di solaio con trave di acciaio collocata all'estradosso o all'intradosso;
- calcolo di una trave di legno.

Per accedere a un tipo di rinforzo basta cliccare sul relativo menu.

L'immagine grafica che compare a sinistra della finestra di dialogo rappresenta l'ultima tipologia di calcolo effettuato come specificato anche dall'etichetta **[stai lavorando su]**.

### 20.2. Rinforzo di solaio con protesi di legno e barre incollate

Scegliendo questa tipologia si apre la finestra di dialogo riportata a pagina seguente.

I dati da inserire sono:

- dati geometrici del solaio;
- geometria della giunzione;
- geometria appoggio;

come richiesto dalla maschera di input.

resistenza a compressione	$f_m$	250	N/cm <sup>2</sup>
resistenza a taglio	$T_p$	5,6	N/cm <sup>2</sup>
modulo di elasticità normale	$E$	1500	N/cm <sup>2</sup>
modulo di elasticità tangenziale	$G$	500	N/cm <sup>2</sup>
peso specifico	$\gamma$	21	kN/m <sup>3</sup>

Per scegliere il profilo resistente, la classe di esposizione, e il peso specifico della trave di legno, basterà premere il pulsante [Trave di legno].

Si aprirà la finestra seguente:

Resistenza caratteristica a flessione $f_m$ k	14	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_t$ 0,k	8	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_t$ 90,k	0,4	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_c$ 0,k	16	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_c$ 90,k	2	MPa
Resistenza caratteristica a taglio $f_v$ k	1,7	MPa
Modulo elastico medio parallelo alle fibre $E_{mean}$	7000	MPa
Modulo elastico caratteristico $E_{0,05}$	4700	MPa
Modulo di taglio medio $G_{mean}$	440	MPa
Massa volumica caratteristica $\rho_k$	350	daN/m <sup>3</sup>

Da dove si potrà scegliere fra:

- legno di conifera;
- legno di latifoglie;
- legno lamellare omogeneo;
- legno lamellare composto.

Premendo il pulsante relativo alla tipologia di legno che si intende utilizzare si aprirà la griglia di un database contenete i dati relativi del profilo resistente, e cliccando sulla riga di interesse i dati si trasferiranno nel progetto da elaborare.

Per effettuare l'analisi dei carichi basterà premere il pulsante [Carichi solai] per aprire la relativa maschera di input.



