

## **Progetto di un solaio in legno a semplice orditura** (a cura di: ing. E. Grande)

### **1. PREMESSA**

Il presente elaborato concerne la progettazione di un solaio in legno a semplice orditura con destinazione d'uso di civile abitazione. Il solaio copre una superficie di mq  $5.0 \times 7.35$  ed insiste sulla muratura portante dell'edificio in cui è inserito. I carichi a cui esso è soggetto sono costituiti dai pesi propri degli elementi che lo compongono e dai sovraccarichi variabili dedotti dalla normativa in funzione della destinazione d'uso. Non è stata considerata l'incidenza dei tramezzi in quanto sul solaio oggetto di studio non insistono e né si prevedono tali elementi. I pesi propri sono costituiti dalle travi principali poste ad interasse pari a cm 50 e, in seguito al dimensionamento, di sezione pari a cm  $150 \times 220$ , l'assito in legno di spessore pari a cm 3.5, la caldana in materiale leggero e di spessore pari a cm 4, il sottofondo di allettamento di spessore pari a cm 3, e il pavimento in cotto di spessore pari a cm 2.5.

#### **1.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Le normative considerate per dedurre le caratteristiche meccaniche delle specie legnose, per individuare i metodi di analisi strutturali ammessi e le verifiche strutturali sono:

NTC2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

CNR-DT206/2007 – Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno

UNI EN 11035-1:2003 - Legno strutturale - Classificazione a vista di legnami italiani secondo la resistenza meccanica: terminologia e misurazione delle caratteristiche.

#### **1.2. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA**

Le verifiche sono state eseguite in accordo alle normative utilizzate facendo riferimento sia allo stato limite ultimo sia allo stato limite di esercizio al fine di controllare sia la resistenza delle membrature sia la deformabilità a breve e lungo termine.

Nella definizione delle resistenze dei materiali si è tenuto conto sia del fattore di sicurezza parziale sui materiali, assunto pari a  $\gamma_m=1.5$ , sia del fattore  $K_{mod}$ , assunto pari a 0.80, per tenere conto dell'influenza del grado di umidità.

### **1.3. IPOTESI ALLA BASE DEI MODELLI DI CALCOLO**

I modelli di calcolo sono stati sviluppati secondo i metodi di Scienza e Tecnica delle Costruzioni ipotizzando schemi statici caratterizzati da condizioni di vincolo che meglio rispettano il comportamento reale della struttura. In particolare, tenendo conto della tipologia di connessioni utilizzate, si è ipotizzato uno schema di doppio incastro per gli elementi costituenti l'assito del solaio, mentre si è ipotizzato uno schema di semplice appoggio per le travi principali. Sulla base di tali modelli è stato eseguito il calcolo delle sollecitazioni di progetto di momento flettente e di taglio e la valutazione delle tensioni massime considerando legami costitutivi lineari in accordo a quanto previsto dalle vigenti normative.

## **2. MATERIALI E FATTORI DI SICUREZZA**

Per tutti gli elementi in legno costituenti il solaio è stato ipotizzato l'utilizzo di una specie legnosa di provenienza italiana del tipo:

- Altre Conifere – classe di resistenza S2

Tenendo conto della destinazione d'uso e dell'ubicazione del solaio all'interno della struttura, è stata stimata una classe di servizio 1.

Poiché sul solaio insistono sia carichi fissi sia carichi variabili, la classe di durata del carico a cui fare riferimento è la classe di media durata.

Alla luce di tali considerazioni, sono stati dedotti i seguenti fattori utilizzati nell'ambito delle verifiche strutturali:

- $k_{mod}=0.80$
- $k_{def}=0.60$

Per il fattore di sicurezza parziale sulle resistenze dei materiali è stato invece assunto:

-  $\gamma_M=1.5$

Per i fattori di sicurezza sui carichi è stato invece considerato un unico fattore di sicurezza per i carichi fissi ( $\gamma_G=1.3$ ) ed un fattore di sicurezza sui sovraccarichi variabili pari a  $\gamma_Q=1.5$ .

In appendice al presente elaborato è riportata copia delle tabelle da cui sono stati dedotti i coefficienti nonché i valori caratteristici delle resistenze relativi alla specie legnosa considerata.

Tenendo conto dei fattori dedotti, sono stati determinati i seguenti valori di progetto delle resistenze utilizzati nella verifica a flessione e a taglio dell'assito e delle travi principali:

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 26}{1.5} = 13.87 \text{MPa}$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 2.7}{1.5} = 1.44 \text{MPa}$$

### 3. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati a mq di solaio sono:

- pavimento (s=2.5 cm, $\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ ):	$0.035 \times 1.00 \times 1.00 \times 16 =$	0.40 kN/mq
- sottofondo (s=3.0 cm, $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ):	$0.030 \times 1.00 \times 1.00 \times 18 =$	0.54 kN/mq
- caldana (s=4 cm, $\gamma=7 \text{ kN/m}^3$ ):	$0.040 \times 1.00 \times 1.00 \times 7 =$	0.28 kN/mq
- assito (s=3.5 cm, $\gamma=5.3 \text{ kN/m}^3$ ):	$0.035 \times 1.00 \times 1.00 \times 5.3 =$	0.19 kN/mq
- travi (150 × 220, i=0.50m):	$0.150 \times 0.220 \times 5.3 \times 1.00/0.50 =$	0.35 kN/mq

Totale carichi fissi:

- trascurando il peso proprio delle travi:	$G_{k,1}=1.41 \text{ kN/mq}$
- includendo il peso proprio delle travi:	$G_{k,2}=1.76 \text{ kN/mq}$

Sovraccarichi variabili:  $Q_k=2.00 \text{ kN/mq}$

I valori dei carichi utilizzati per le verifiche dell'assito in legno e delle travi principali sono dunque i seguenti:

▪ ASSITO:

carichi fissi:

$$g_k = G_{k,1} \times 1.00 = 1.41 \text{ kN/ml}$$

$$q_k = Q_k \times 1.00 = 2.00 \text{ kN/ml}$$

$$q_d = 1.3 \times g_k + 1.5 \times q_k = 4.83 \text{ kN/ml}$$

▪ **TRAVI PRINCIPALI:**

carichi fissi:

$$g_k = G_{k,2} \times 0.50 = 0.88 \text{ kN/ml}$$

$$q_k = Q_k \times 0.50 = 1.00 \text{ kN/ml}$$

$$q_d = 1.3 \times g_k + 1.5 \times q_k = 2.64 \text{ kN/ml}$$

#### 4. VERIFICA ASSITO

La verifica dell'assito in legno è stata condotta andando a considerare uno schema statico di trave doppiamente incastrata di lunghezza pari a m 0.50, ovvero pari all'interasse tra le travi principali, e una sezione di base pari a m 1.00 e altezza pari allo spessore dell'assito.

- Momento massimo:  $M_{\max} = \frac{q_d \cdot L^2}{12} = 0.10 \text{ kNm}$
- Taglio massimo:  $V_{\max} = \frac{q_d \cdot L}{2} = 1.21 \text{ kN}$
- Tensione normale massima:  $\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{\max}}{\frac{B \cdot H^2}{6}} = 0.49 \text{ MPa} < f_{m,d}$
- Tensione tangenziale massima:  $\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{\max}}{B \cdot H} = 0.05 \text{ MPa} < f_{v,d}$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

#### 5. PROGETTO/VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Per il dimensionamento delle travi principali è stato considerato uno schema di trave appoggiata-appoggiata di luce pari a m 5.20. È stato eseguito il dimensionamento dell'altezza fissando una base B pari a mm 150 e trascurando il peso proprio della trave ( $q_{d}^* = 2.41 \text{ kN/m}$ ). In particolare, considerando il momento massimo e imponendo come tensione normale massima proprio la

resistenza a flessione del materiale, è stato determinato il modulo di resistenza minimo,  $W_{\min}$ , da cui è stato poi dedotto il corrispondente valore dell'altezza:

- Momento massimo:  $M_{\max} = \frac{q_d^* \cdot L^2}{8} = 8.16 \text{KNm}$

- Modulo di resistenza minimo:  $W_{\min} = \frac{M_{\max}}{f_{m,d}} = 588320 \text{mm}^3$

- Altezza minima:  $H_{\min} = \sqrt{\frac{6W_{\min}}{B}} = 153.4 \text{mm}$

Sulla base dei risultati ottenuti e tenendo conto che sarà necessario soddisfare anche la verifica a taglio e la verifica di deformabilità includendo il contributo del peso proprio della trave, si è deciso di assumere una sezione  $150 \times 220 \text{ mm}$ .

Alla luce di questa sezione si considera il nuovo valore del carico di progetto che include anche il peso proprio della trave:  $q_d = 2.64 \text{ kN/m}$ .

Si eseguono innanzitutto le verifiche a flessione e taglio:

- Momento massimo:  $M_{\max} = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = 8.93 \text{KNm}$

- Taglio massimo:  $V_{\max} = \frac{q_d \cdot L}{2} = 6.87 \text{KN}$

- Tensione normale massima:  $\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{\max}}{B \cdot H^2} = 7.38 \text{MPa} < f_{m,d}$

- Tensione tangenziale massima:  $\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{\max}}{B \cdot H} = 0.31 \text{MPa} < f_{v,d}$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

Si esegue poi la verifica di deformabilità alla luce degli stati limite di esercizio e considerando le seguenti limitazioni:

$$u_{2, \text{in}} \leq L / 300 = 17.3 \text{mm}$$

$$u_{\text{fin}} \leq L / 250 = 20.8 \text{mm}$$

dove:

$$u_{2,in} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,m} \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1.0 \cdot 5200^4}{11400 \cdot \frac{150 \cdot 220^3}{12}} = 6.27 \text{ mm} < L/300$$

$$u_{fin} = u_{1,in} (1 + k_{def}) + u_{2,in} (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,m} \cdot I} (1 + k_{def}) + \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,m} \cdot I} (1 + \Psi_2 k_{def})$$

$$u_{fin} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.88 \cdot 5200^4}{11400 \cdot \frac{150 \cdot 220^3}{12}} (1 + 0.6) + \frac{5}{384} \cdot \frac{1.0 \cdot 5200^4}{11400 \cdot \frac{150 \cdot 220^3}{12}} (1 + 0.3 \cdot 0.6) = 16.21 \text{ mm} < L/250$$

Anche queste verifiche risultano soddisfatte.

## 6. VERIFICA DORMIENTE

Le travi principali insistono su dormienti in legno di sezione  $20 \times 40 \times 20$  cm della stessa essenza di lego e classe di servizio delle travi.

E' stata eseguita anche la verifica di tali elementi considerando uno stato di compressione normale alla fibratura ( $f_{c,90,k}=4.0$  MPa  $\rightarrow$   $f_{c,90,d}=2.13$  MPa) e ipotizzando un diagramma di tensioni di tipo triangolare diffuso su una sezione trasversale pari alla larghezza della trave (150 mm):

- Tensione normale massima: 
$$\sigma_{c,90,d} = \frac{2 \cdot V_{max}}{B \cdot L} = \frac{2 \cdot 6870}{150 \cdot 200} = 0.46 \text{ MPa} < f_{c,90,d}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Allegato 1: tabelle dedotte dalle norme utilizzate

**Tabella 18-3**-Classi di resistenza secondo EN 11035, per specie legnose di provenienza italiana

	Abete / Nord			Abete / Centro Sud			Larice / Nord			Douglasia / Italia			Altre Conifere / Italia			Proprietà
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3		
Resistenza a flessione (5-percentile), MPa	$f_{mk}$	29	23	17	32	28	21	42	32	26	40	23	33	26	22	Flessione (5-percentile)
Resistenza a trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0k}$	17	14	10	19	17	13	25	19	16	24	14	20	16	13	Trazione (5-percentile)
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90k}$	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.6	0.6	0.6	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5	Trazione (5-percentile)
Resistenza a compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0k}$	23	20	18	24	22	20	27	24	22	26	20	24	22	20	Compressione (5-percentile)
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90k}$	2.9	2.9	2.9	2.1	2.1	2.1	4.0	4.0	4.0	2.6	2.6	4.0	4.0	4.0	Compressione fibratura (5-percentile)
Resistenza a taglio (5-percentile), MPa	$f_{vk}$	3.0	2.5	1.9	3.2	2.9	2.3	4.0	3.2	2.7	4.0	3.4	3.3	2.7	2.4	Taglio (5-percentile)
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa ( $\times 10^3$ )	$E_{0,mean}$	12	10.5	9.5	11	10	9.5	13	12	11.5	14	12.5	12.3	11.4	10.5	Modulo di elasticità fibratura (medio)
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa ( $\times 10^3$ )	$E_{0,05}$	8	7	6.4	7.4	6.7	6.4	8.7	8	7.7	9.4	8.4	8.2	7.6	7.6	Modulo di elasticità fibratura (5-percentile)
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), MPa ( $\times 10^3$ )	$E_{90,mean}$	4	3.5	3.2	3.7	3.3	3.2	4.3	4	3.8	4.7	4.2	4.1	3.8	3.8	Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio)
Modulo di taglio (medio), MPa ( $\times 10^2$ )	$G_{mean}$	7.5	6.6	5.9	6.9	6.3	5.9	8.1	7.5	7.2	8.8	7.8	7.7	7.1	7.1	Modulo di taglio (medio)
Massa volumica (5-percentile), kg/m <sup>3</sup>	$\rho_k$	380	380	380	280	280	280	280	550	550	550	400	420	530	530	Massa volumica (5-percentile)
Massa volumica (media), kg/m <sup>3</sup>	$\rho_{mean}$	415	415	415	305	305	305	600	600	600	435	455	575	575	575	Massa volumica (media)

**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 4.4.V -Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno**

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00

**Tabella 4.4.III -Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali**

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
<b>- combinazioni fondamentali</b>	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
<b>- combinazioni eccezionali</b>	1,00

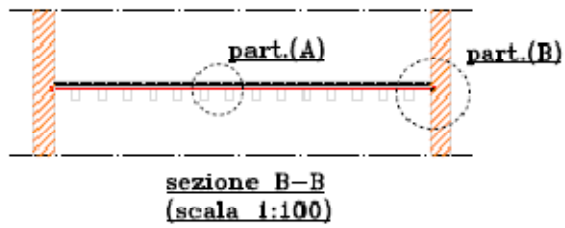
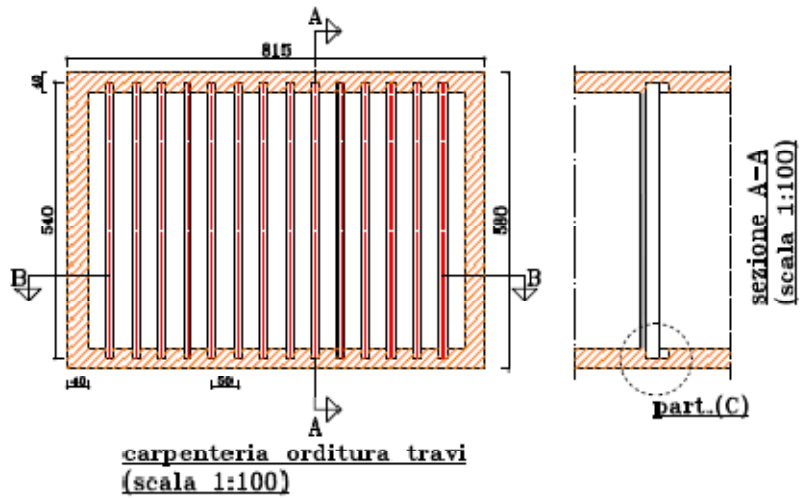


**Tabella 4.4.I - Classi di durata del carico**

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

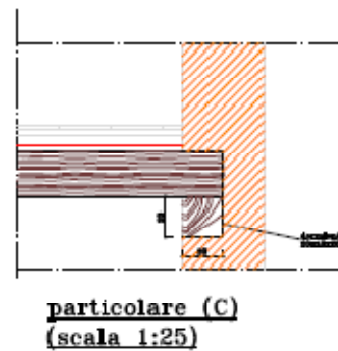
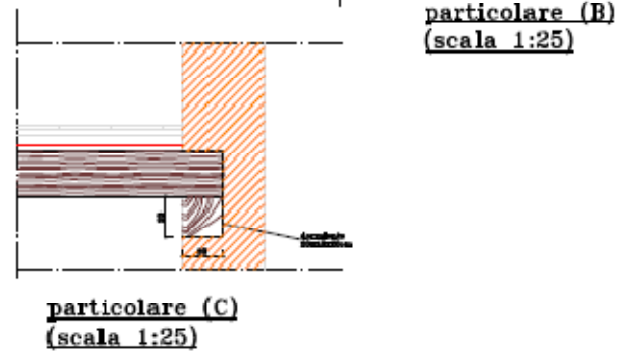
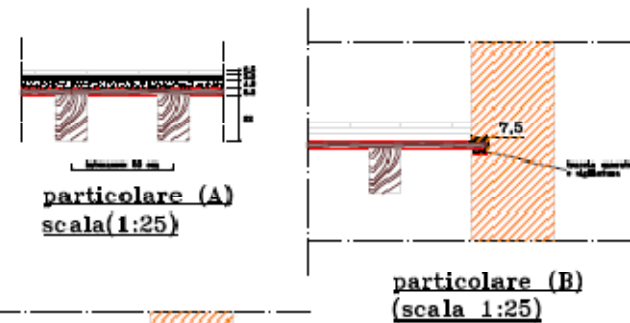
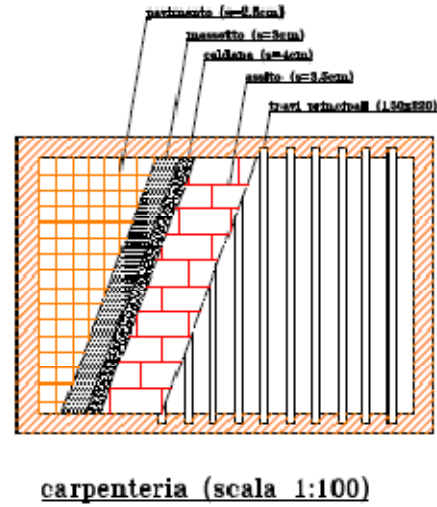
**Tabella 4.4.IV -Valori di  $k_{mod}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno**

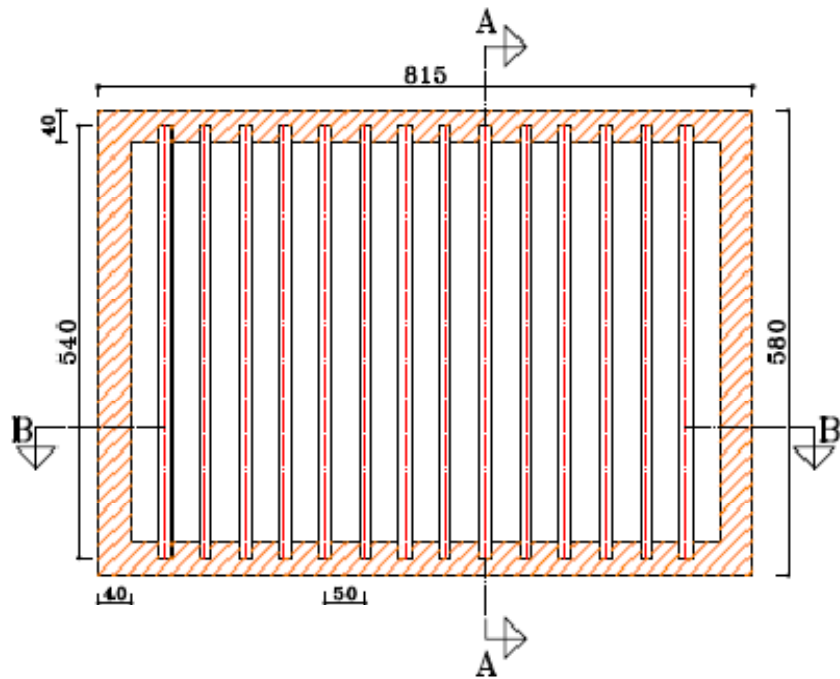
Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00



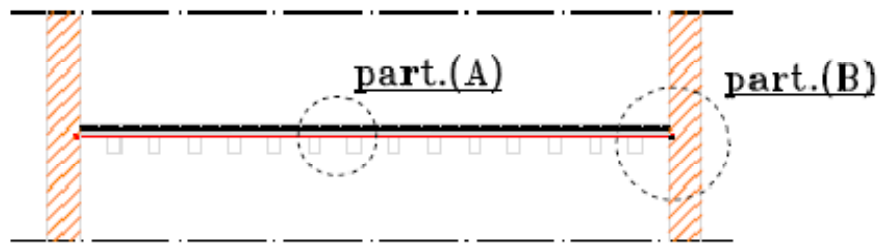
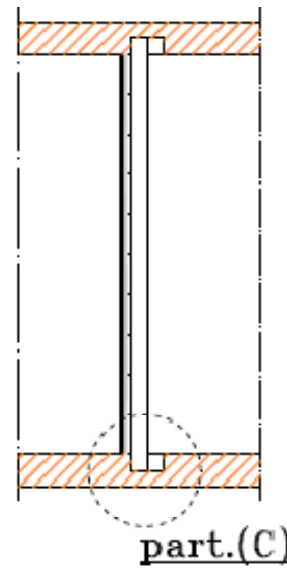
**Solaio con Struttura in Legno a semplice orditura**

materiale: altre conifere - S2  
 classe di servizio: 1  
 durata minore carico: media durata  
 $k_{mod}=0.80$   
 $k_{def}=0.60$   
 $\gamma_m=1.5$

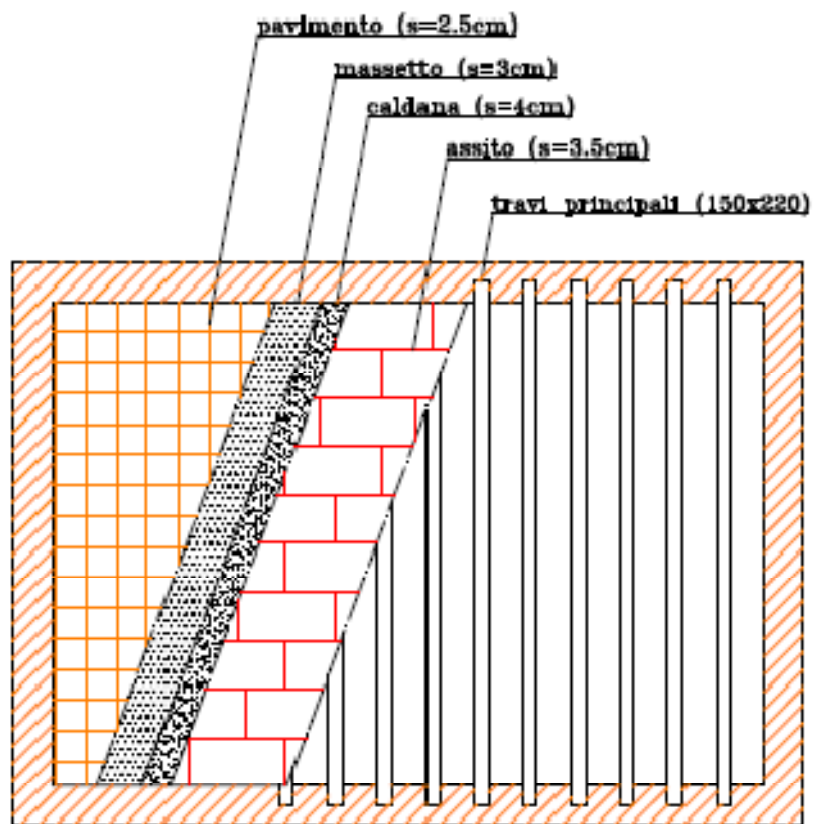




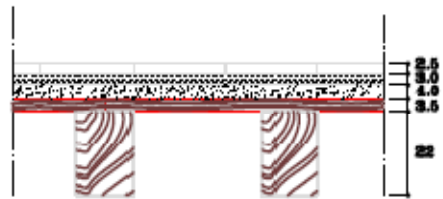
carpenteria orditura travi  
(scala 1:100)



sezione B-B  
(scala 1:100)

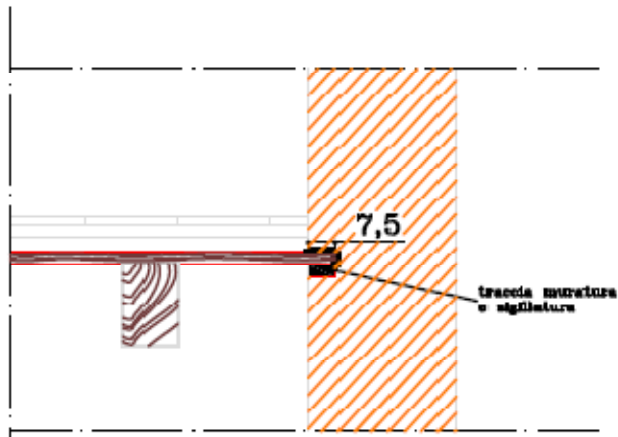


carpenteria (scala 1:100)

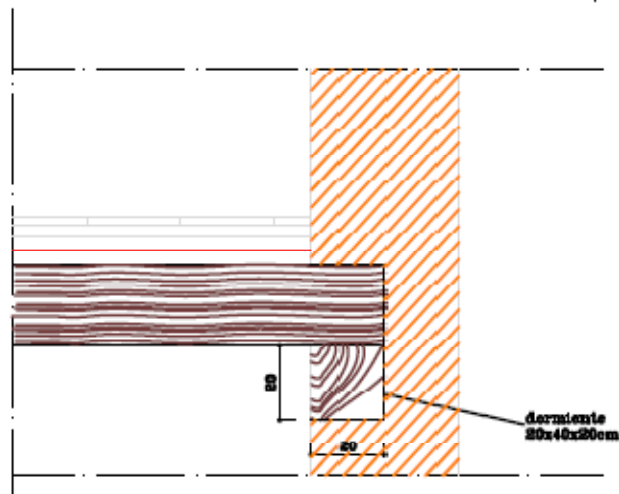


interasse: 50 cm

particolare (A)  
scala(1:25)



particolare (B)  
(scala 1:25)



particolare (C)  
(scala 1:25)