

ACCA SOFTWARE

# **EdiLus**

**Progettazione e Calcolo Strutturale**

## **DOCUMENTAZIONE DI AFFIDABILITÀ**

### **Casi Prova LEGNO**

Ai sensi del:

**D.M. 17/01/2018 cap. 10 - Norme Tecniche per le Costruzioni**

**ACCA software S.p.A.**

Contrada Rosole 13 - 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy

---

## INDICE

### CASI PROVA LEGNO

<u>1</u>	<u>(LG) - Test di Validazione n.01 (Verifica Travi) .....</u>	<u>3</u>
<u>2</u>	<u>(LG) - Test di Validazione n.02 (Verifica Pilastri).....</u>	<u>12</u>

## 1 (LG) - Test di Validazione n.01 (Verifica Travi)

Titolo: **Verifiche travi in LEGNO**

Il file di EdiLus (CA+LG) è: **LG\_Validaz\_Portale.EDL**.

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per le verifiche delle travi in **LEGNO**.

### Dati

#### - Schema di calcolo -

L'esempio proposto è un semplice portale in legno (*Figura 1.1 e Figura 1.2*) avente le seguenti caratteristiche:

- Pilastrini: sezione (bxh) 0,20 m x 0,20 m ed altezza (H) di 3,00 m;
- Trave: sezione (bxh) 0,10 m x 0,20 m, lunghezza ( $L_{eff}$ ), in asse, di 4,00 m e libera (L) di 3,80 m.

Caricato con:

- carico distribuito verticale di 200 N/m (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*), applicato sulla trave (*Figura 1.2*);
- due forze ortogonali al piano del portale (direzione +Y) di 500N ciascuna (*Condizioni di Carico -> Carico Verticale; Tipologia Carico -> Permanente NON Strutturale -> considerato come "Permanente" e modificata la "Classe di durata del carico" da "Lunga" a "Permanente"*), applicate in testa ai pilastrini (*Figura 1.2*).

L'analisi è condotta a soli carichi verticali.

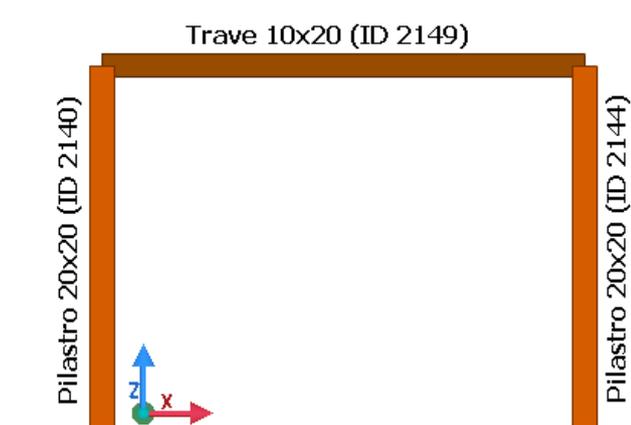


Figura 1.1: vista "Prospetto SUD (X-Z)"

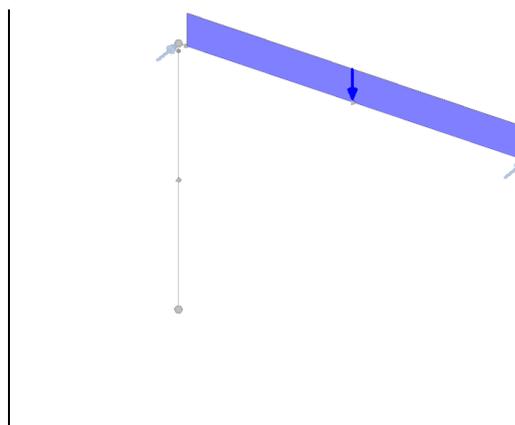


Figura 1.2: vista "Forze e Momenti (utente)"

#### - Caratteristiche del materiale -

Il materiale impiegato per le travi è legno **massiccio EN338 - C20** a cui competono le seguenti caratteristiche meccaniche (si riportano solo quelle impiegate nelle verifiche):

$f_{c,0,k} = 19,00 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compressione nella direzione delle fibre;
$f_{m,k} = 20,00 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a flessione;
$f_{v,k} = 2,20 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a taglio;
$E_{0,mean} = 9\,500 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico normale medio;
$E_{0,05} = 6\,400 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico normale caratteristico nella direzione delle fibre;
$G_{mean} = 590 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico tangenziale medio;
$G_{0,05} = 397 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico tangenziale caratteristico.

$G_{0,05}$  è ricavato per analogia fra  $E_{0,mean}$ ,  $E_{0,05}$  e  $G_{mean}$  mediante la seguente relazione:

$$G_{0,05} = E_{0,05} \cdot \frac{G_{mean}}{E_{0,mean}} = 6400 \cdot \frac{590}{9500} = 397 \text{ N/mm}^2.$$

La Classe di servizio è 1 (*bassa umidità ambientale*) e poiché tutti i carichi sono di tipo "permanente" il coefficiente  $k_{Mod}$  adottato è sempre pari a 0,60.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale ( $\gamma_M$ ) è pari a 1,5 (*legno massiccio*).

## - Caratteristiche geometriche sezione trave -

Tab. 1.1: caratteristiche geometriche sezione trave

b [cm]	h [cm]	A [cm <sup>2</sup> ]
10	20	200

### LEGENDA

b: base trave;  
h: altezza trave;

A: area trave.

Tab. 1.2: modulo di resistenza della sezione

$W_x$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_y$ [cm <sup>3</sup> ]
$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 20^2}{6} = 667$	$\frac{b^2 \cdot h}{6} = \frac{10^2 \cdot 20}{6} = 333$

### LEGENDA

$W_x$ : modulo di resistenza rispetto all'asse x;

$W_y$ : modulo di resistenza rispetto all'asse y.

Tab. 1.3: momento d'inerzia della sezione

$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_t$ [cm <sup>4</sup> ]
$\frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10 \cdot 20^3}{12} = 6\ 667$	$\frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{10^3 \cdot 20}{12} = 1\ 667$	$\beta \cdot h \cdot b^3 = 0,229 \cdot 20 \cdot 10^3 = 4\ 580$ con $\beta = 0,229$ ( $h/b=2$ )

### LEGENDA

$I_x$ : momento d'inerzia rispetto all'asse x;  
 $I_y$ : momento d'inerzia rispetto all'asse y;

$I_t$ : momento d'inerzia torsionale.

## Verifica TRAVE (ID 2149)

### - Verifica di resistenza a pressoflessione -

Le sollecitazioni sono riferite alla seguente terna locale (*Figura 1.3*):

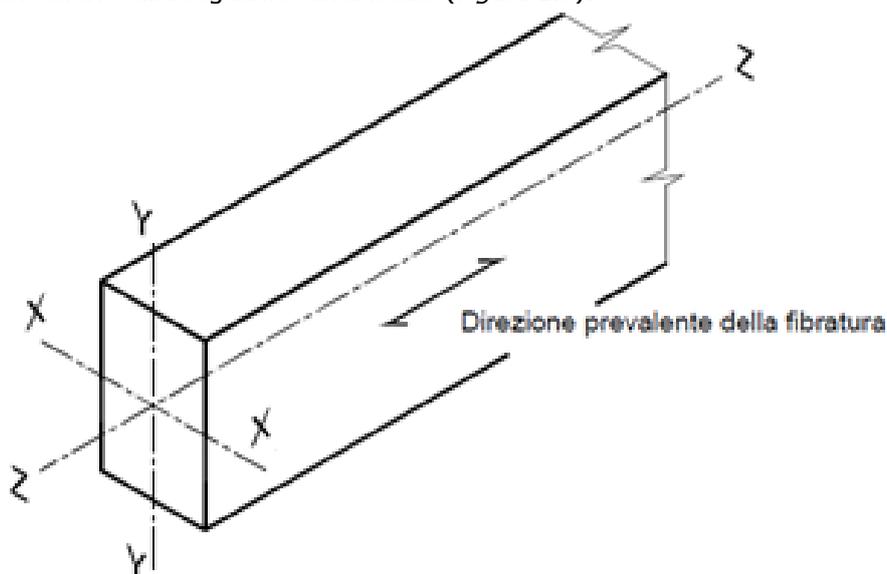


Figura 1.3: terna locale trave

Le verifiche della trave vengono condotte in cinque sezioni equidistanti a pressoflessione deviata. Eseguiremo il controllo manuale nella *sezione iniziale* in cui le sollecitazioni "caratteristiche" sono:

$F_1 = N = 1\,225\text{N}$  (compressione);

$M_2 = M_y = 0$ ;

$M_3 = M_x = 2\,069\text{ Nm}$ .

In questo caso  $M_y = 0$  e quindi la pressoflessione è **retta**.

La tensione resistente per compressione è:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 19,00}{1,5} = 7,60 \text{ N/mm}^2.$$

	Piano Terra	
	Estremo Iniziale	Estremo Finale
<b>M<sub>1</sub></b>	0	0
<b>M<sub>2</sub></b>	0	0
<b>M<sub>3</sub></b>	2.069	2.069
<b>N</b>	1.225	1.225
<b>T<sub>2</sub></b>	3.948	-3.948
<b>T<sub>3</sub></b>	0	0

Sollecitazioni travi - EdiLus

Per elementi in legno massiccio sottoposti a flessione che presentino un'altezza trasversale inferiore a 15cm, il valore caratteristico  $f_{m,k}$  può essere incrementato tramite il coefficiente moltiplicativo  $K_h$ , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\}.$$

Essendo  $h$ , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso.

Pertanto, il coefficiente  $K_h$  per flessione vale:

- **piano X-X:**  $K_{h,x} = 1$ ; essendo, nel piano di flessione esaminato, l'altezza di flessione (20cm) > 15cm.
- **piano Y-Y:**  $K_{h,y} = \min \left\{ \left( \frac{150}{100} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} = 1,0845$ ; essendo, nel piano di flessione esaminato, l'altezza di flessione (10cm) < 15cm.

Nella successiva Tab. 1.4 vengono riportate le tensioni resistenti per flessione nei piani X-X e Y-Y:

Tab. 1.4: tensioni resistenti per flessione

piano X-X	piano Y-Y
$f_{m,x,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{m,y,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
$\frac{K_{h,x} \cdot K_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{1,00 \cdot 0,60 \cdot 20,00}{1,5} = 8,00$	$\frac{K_{h,y} \cdot K_{\text{mod}} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{1,0844 \cdot 0,60 \cdot 20,00}{1,5} = 8,68$

#### LEGENDA

$f_{m,x,d}$ : tensione resistente per flessione nel piano X-X;

$f_{m,y,d}$ : tensione resistente per flessione nel piano Y-Y.

Le tensioni di progetto per sforzo normale ( $\sigma_{c,0,d}$ ) e momenti flettenti ( $\sigma_{m,d}$ ) sono:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{1,30 \cdot N}{A} = \frac{1,30 \cdot 1225}{20000} = 0,08 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{1,30 \cdot M_x}{W_x} = \frac{1,30 \cdot 2069 \cdot 1000}{667000} = 4,03 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{1,30 \cdot M_y}{W_y} = \frac{1,30 \cdot 0}{333000} = 0,00 \text{ N/mm}^2.$$

Il coefficiente di sfruttamento è determinato a partire dalle seguenti disuguaglianze:

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (\text{I})$$

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (\text{II})$$

con  $K_m = 0.7$  per sezioni rettangolari.

La condizione più gravosa è la prima per la quale:

$$\left(\frac{0,08}{7,60}\right)^2 + \frac{4,03}{8,00} = 0,504,$$

a cui compete il coefficiente di sicurezza:

$$CS = \frac{1,00}{0,504} = 1,98.$$

#### VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ALLO SLU

Trave Legno 1-2		Piano Terra
Verifica1		
%L <sub>LT</sub>		0%
CS		1,98
k <sub>mod</sub>		0,60
A		200
N <sub>Ed</sub>		1.592
σ <sub>c,0d</sub>		0,08
M <sub>Ed,X</sub>		2.690
M <sub>Ed,Y</sub>		0
W <sub>X</sub>		667
W <sub>Y</sub>		333
σ <sub>Md,X</sub>		4,04
σ <sub>Md,Y</sub>		0,00
f <sub>c,0d</sub>		7,600
f <sub>m,X,d</sub>		8,00
f <sub>m,Y,d</sub>		8,68
K <sub>h,X</sub>		1,00
K <sub>h,Y</sub>		1,08

Verifica a pressoflessione allo SLU allo 0% - EdiLus

#### - Verifica di resistenza a taglio/torsione -

Le sollecitazioni "caratteristiche" (tagli e momento torcente) nella sezione iniziale sono:

$$T_2 = T_v = 3948 \text{ N} \quad | \quad T_3 = T_x = 0 \text{ N} \quad | \quad M_1 = M_T = 0 \text{ Nm}$$

La verifica a taglio consiste nel controllare:

$$\tau_{\max} = \tau_{v,Ed} = \frac{1,50 \cdot T}{b \cdot h \cdot k_{cr}} \leq f_{v,d},$$

in cui la resistenza di progetto è:

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 2,20}{1,5} = 0,88 \text{ N/mm}^2.$$

Pertanto:

$$\tau_{\max} = \frac{1,50 \cdot 1,3 \cdot 3948}{20000 \cdot 0,91} = 0,423 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{v,d} = 0,88 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}.$$

Con  $K_{cr} = 2,0/f_{v,k} = 2,0/2,2 = 0,91$  (per legno massiccio - § C4.4.8.1.9 circolare NTC18).

Il coefficiente di sicurezza è:

$$CS_{Tg} = \frac{f_{v,d}}{\tau_d} = \frac{0,88}{0,423} = 2,08.$$

#### VERIFICHE TAGLIO E TORSIONE ALLO SLU

Trave Legno 1-2		Piano Terra
Verifica1		
%L <sub>LT</sub>		0%
CS <sub>V,T</sub>		-
CS <sub>V</sub>		2,08
CS <sub>T</sub>		-
k <sub>mod</sub>		0,60
A		200
V <sub>Ed,X</sub>		0
V <sub>Ed,Y</sub>		5.132
T <sub>Ed</sub>		0
τ <sub>V,Ed</sub>		0,42
τ <sub>T,Ed</sub>		0,00
f <sub>vd</sub>		0,88

Verifica a Taglio e Torsione allo SLU allo 0% - EdiLus

Non vengono eseguite le verifiche a torsione e taglio-torsione perché nell'esempio in questione il momento torcente ( $M_T$ ) è nullo ( $CS_{TTg} = CS_T = -$ ).

#### - Verifica all'instabilità flessotorsionale -

In generale per un elemento pressoinflesso occorre controllare, in opportune sezioni, che le seguenti disuguaglianze siano tutte contemporaneamente verificate:

$$(I) \quad \frac{\sigma_{c,0d}}{K_{\text{crit},c,x} \cdot f_{c,0d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{K_{\text{crit},m,x} \cdot f_{m,x,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$(II) \quad \frac{\sigma_{c,0d}}{K_{\text{crit},c,y} \cdot f_{c,0d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{K_{\text{crit},m,x} \cdot f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$(III) \quad \frac{\sigma_{c,0d}}{K_{\text{crit},c,x} \cdot f_{c,0d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{K_{\text{crit},m,y} \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$(IV) \quad \frac{\sigma_{c,0d}}{K_{\text{crit},c,y} \cdot f_{c,0d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{K_{\text{crit},m,y} \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$$

Nell'esempio in questione essendo la pressoflessione retta ( $M_y = 0$  e quindi  $\sigma_{m,y,d} = 0$ ) è sufficiente verificare le prime due disuguaglianze.

Le sollecitazioni nella *sezione iniziale*  $N$ ,  $M_x$  e  $M_y$  sono quelle già utilizzate per la verifica di resistenza (pressoflessione retta), per cui anche le tensioni di progetto  $\sigma_{c,0,d}$  e  $\sigma_{m,d}$  rimangono le stesse.

Nel proseguo si determinano preliminarmente, per i due piani di flessione, i coefficienti:

- $K_{crit,c}$ : coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità da sforzo normale;
- $K_{crit,m}$ : coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità da flessione.

**-- Instabilità da sforzo normale - piano X-X (determinazione  $K_{crit,c,x}$ ) --**

Si esegue preliminarmente il calcolo della snellezza:

$L = 3,80$  m, luce flessibile;

$\beta = 1$  (cerniera-cerniera);

$L_{eff} = \beta \cdot L = 1 \cdot 3,80 = 3,80$  m, luce libera di inflessione.

La snellezza, nel piano di flessione considerato, è data da:

$$\lambda_{c,x} = \frac{L_{eff}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{380}{\sqrt{\frac{6667}{200}}} = 65,82.$$

Il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità da sforzo normale per il piano in esame ( $K_{crit,c,x}$ ) si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna  $\lambda_{rel,c,x}$ , che vale:

$$\lambda_{rel,c,x} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,x}}},$$

dove  $\sigma_{c,crit,x}$  è la tensione critica che, calcolata secondo la teoria classica della stabilità con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%), vale:

$$\sigma_{c,crit,x} = \frac{\pi^2}{\lambda_{c,x}^2} \cdot E_{0,05} = \frac{3,14^2}{65,82^2} \cdot 6400 = 14,57 \text{ N/mm}^2.$$

pertanto:

$$\lambda_{rel,c,x} = \sqrt{\frac{19,00}{14,57}} = 1,142.$$

Poiché  $\lambda_{rel,c,x} > 0,3$ ,  $K_{crit,c,x}$  si ricava come:

$$K_{crit,c,x} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c,x}^2}}$$

con  $k$  esprimibile come:

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c,x} - 0,30) + \lambda_{rel,c,x}^2],$$

in cui  $\beta_c$  è il coefficiente di imperfezione, che per *legno massiccio* vale 0,2.

Pertanto, esplicitando si ha:

$$k = 0,5 \cdot [1 + 0,20 \cdot (1,142 - 0,30) + 1,142^2] = 1,236,$$

quindi:

$$K_{crit,c,x} = \frac{1}{1,236 + \sqrt{1,236^2 - 1,142^2}} = 0,585.$$

### -- Instabilità da sforzo normale - piano Y-Y (determinazione $K_{crit,c,y}$ ) --

Per il piano in questione la snellezza è:

$$\lambda_{c,y} = \frac{L_{eff}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{380}{\sqrt{\frac{1667}{200}}} = 131,62.$$

La snellezza relativa di colonna  $\lambda_{rel,c,y}$ , si ricava da:

$$\lambda_{rel,c,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}},$$

dove  $\sigma_{c,crit,y}$  vale:

$$\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2}{\lambda_{c,y}^2} \cdot E_{0,05} = \frac{3,14^2}{131,62^2} \cdot 6400 = 3,64 \text{ N/mm}^2.$$

pertanto:

$$\lambda_{rel,c,y} = \sqrt{\frac{19,00}{3,64}} = 2,28.$$

Poiché  $\lambda_{rel,c,y} > 0,3$ ,  $K_{crit,c,y}$  si ricava come:

$$K_{crit,c,y} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c,y}^2}},$$

con k esprimibile come:

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c,y} - 0,30) + \lambda_{rel,c,y}^2].$$

Pertanto, esplicitando si ha:

$$k = 0,5 \cdot [1 + 0,20 \cdot (2,28 - 0,30) + 2,28^2] = 3,30 \text{ e quindi risulta:}$$

$$K_{crit,c,y} = \frac{1}{3,30 + \sqrt{3,30^2 - 2,28^2}} = 0,176.$$

### -- Instabilità da flessione - piano X-X (determinazione $K_{crit,m,x}$ ) --

Il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità da flessione  $K_{crit,m,x}$  per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale, si assume:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75; \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,40; \\ 1 / \lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m}. \end{cases}$$

dove  $\lambda_{rel,m,x}$  snellezza relativa di trave, si ricava da:

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit,x}}},$$

in cui  $\sigma_{m,crit,x}$  è la tensione critica per flessione (nel piano X-X) che, secondo la teoria classica della stabilità con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%)  $E_{0,05}$ , si esprime:

$$\sigma_{m,crit,x} = \frac{M_{x,crit}}{W_x} = \frac{\pi}{L_{eff} \cdot W_x} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_y \cdot G_{0,05} \cdot I_t},$$

con:

$I_y$ : momento d'inerzia della sezione rispetto all'asse y (asse debole e di presunto sbandamento);

$I_t$ : momento d'inerzia torsionale della sezione;

$L_{eff}$ : luce efficace fra due ritegni torsionali;

$W_x$ : modulo di resistenza della sezione rispetto all'asse x (asse forte).

Pertanto, esplicitando si ha:

$$\sigma_{m,crit,x} = \frac{\pi}{3800 \cdot 667 \cdot 10^3} \cdot \sqrt{6400 \cdot 1667 \cdot 10^4 \cdot 397 \cdot 4580 \cdot 10^4} = 54,60 \text{ N/mm}^2.$$

Quindi:

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{20,00}{54,60}} = 0,605.$$

Poiché  $\lambda_{rel,m,x} < 0,75$ , risulta  $K_{crit,m,x} = 1$ .

### -- Verifica di instabilità --

Le tensioni indotte dallo sforzo normale N e dal momento  $M_x$  ( $M_3$ ) sono:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{1,3 \cdot N}{A} = \frac{1,3 \cdot 1225}{20000} = 0,08 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{1,3 \cdot M_x}{W_x} = \frac{1,3 \cdot 2069 \cdot 1000}{667000} = 4,03 \text{ N/mm}^2.$$

Tenendo conto che  $M_y = 0$ , si calcolano i coefficienti di sfruttamento prendendo la situazione più sfavorevole fra:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c,x} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{K_{crit,m,x} \cdot f_{m,x,d}} \leq 1$$

Esplicitando il primo controllo si ha:

$$\frac{0,08}{0,585 \cdot 7,60} + \frac{4,03}{1,00 \cdot 8,00} = 0,52 < 1,$$

a cui compete un coefficiente di sicurezza:

$$CS = \frac{1,00}{0,52} = 1,92.$$

Esplicitando il secondo controllo si ha:

$$\frac{0,08}{0,176 \cdot 7,60} + 0,70 \cdot \frac{4,03}{1,00 \cdot 8,00} = 0,41 < 1,$$

a cui compete un coefficiente di sicurezza:

$$CS = \frac{1,00}{0,41} = 2,44.$$

Il controllo più penalizzante è il primo a cui compete il coefficiente di sicurezza più basso.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c,y} \cdot f_{c,0,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{K_{crit,m,x} \cdot f_{m,x,d}} \leq 1$$

### VERIFICHE A INSTABILITÀ PER PRESSOFLESSIONE RETTA/DEVIATA

Trave Legno 1-2		Piano Terra	
Verifica1			
%L <sub>LI</sub>			0%
CS			1,91
k <sub>mod</sub>			0,60
A			200
N <sub>Ed</sub>			1.592
σ <sub>c,0,d</sub>			0,08
f <sub>c,0,d</sub>			7,600
K <sub>m</sub>			0,70
λ <sub>N</sub>			65,82
λ <sub>rel,N</sub>			1,14
K <sub>crit,c</sub>			0,585
Dir		X	Y
M <sub>Ed</sub>		2.690	0
W		667	333
σ <sub>md</sub>		4,04	0,00
f <sub>md</sub>		8,00	8,68
K <sub>h</sub>		1,00	1,08
L <sub>LI</sub>		3,80	3,80
λ <sub>rel</sub>		0,605	0,000
K <sub>crit,m</sub>		1,000	0,000

Verifica di instabilità allo 0% - Edilus

### - Verifica di deformabilità -

In esercizio le deformazioni devono essere contenute entro limiti accettabili in relazione sia ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti e, più in generale, alle finiture, sia ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivanti dal legno, si devono valutare sia la deformazione *istantanea* sia la deformazione a *lungo termine*.

Per effetto del carico distribuito (*permanente di 2 000 N/m*) la freccia in mezzzeria è pari a **0,30 cm**.

Tale deformazione è possibile controllarla anche graficamente nei RISULTATI forniti da Edilus (*Figura 1.4*)

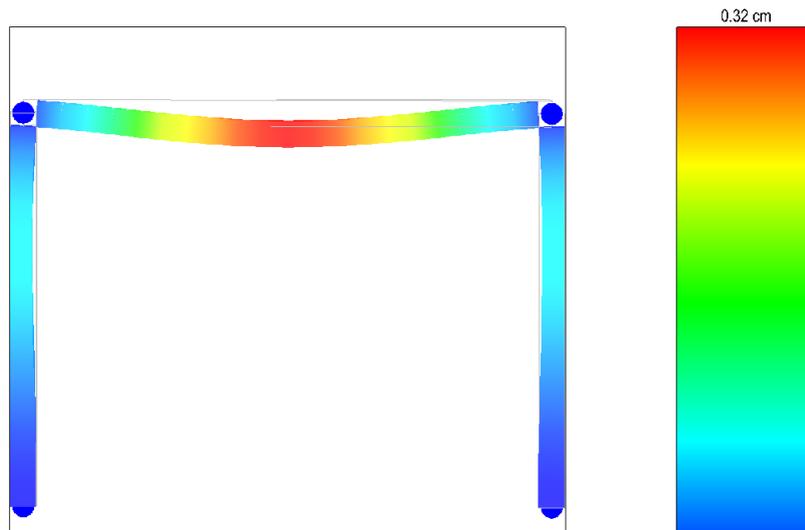


Figura 1.4: vista - risultati -&gt; "Spostamenti"

Nell'esempio proposto l'unica condizione di carico presente è quella *permanente* per cui allo *SLE* le combinazioni *rara*, *frequente* e *quasi permanente* degenerano in un'unica combinazione in cui i carichi permanenti sono presenti con il valore caratteristico.

In tale condizione la *deformazione iniziale (istantanea)*, calcolata usando il valore medio del modulo elastico delle membrature ( $E_{0,mean}$ ), è identica per le diverse combinazioni, e vale:

$$u_{ist} = 0,30 \text{ cm.}$$

Per ogni combinazione la *deformazione finale* si può valutare come:

$$u_{tot} = u_{ist} + u_{dif}$$

dove  $u_{dif}$  è la *deformazione differita* che può essere valutata come:

$$u_{dif} = u'_{ist} \cdot K_{def}$$

con:

$u'_{ist}$ : *deformazione iniziale (istantanea)*, calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

$K_{def}$ : coefficiente (*Tab 4.4.V, delle NTC*) che tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

Nel caso in esame essendo presente solo la condizione di carico permanente  $u'_{ist}$  non cambia nelle varie combinazioni, mentre  $K_{def}$  per *legno massiccio* e *classe di servizio 1*, vale 0,6.

Pertanto:

$u_{ist}$ [cm]	$u_{dif}$ [cm]	$u_{tot}$ [cm]
0,30	$0,30 \cdot 0,60 = 0,18$	$0,30 + 0,18 = 0,48$

La limitazione imposta alla *freccia istantanea* ( $u_{ist,amm}$ ) è:

$$u_{ist,amm} = L/300 = 380/300 = 1,2667 \text{ cm.}$$

La limitazione imposta alla *freccia finale* ( $u_{tot,amm}$ ) è:

$$u_{tot,amm} = L/200 = 380/200 = 1,9000 \text{ cm.}$$

La verifica consiste nel controllare che in condizioni *iniziali* e *finali* il coefficiente di sicurezza ( $u_{amm}/u_i$ ) sia maggiore di 1.

In *condizioni iniziali* è:

$$CS = \frac{u_{ist,amm}}{u_{ist}} = \frac{1,2667}{0,30} = 4,22.$$

In *condizioni finali* è:

$$CS = \frac{u_{tot,amm}}{u_{tot}} = \frac{1,9000}{0,48} = 3,95.$$

La condizione più penalizzante è la prima a cui compete il coefficiente di sicurezza più basso.

### TRAVI - VERIFICHE DI DEFORMABILITA' ALLO SLE

Trave Legno 1-2 Piano Terra	
Verifica1	
<b>CS</b>	3,94
<b>K<sub>def</sub></b>	0,60
<b>U<sub>ist,amm</sub></b>	1,2667
<b>U<sub>tot,amm</sub></b>	1,9000
Combinazioni UIst	
<b>Rare</b>	0,3010
<b>Freq.</b>	0,3010
<b>Perm.</b>	0,3010
Combinazioni UDffrt	
<b>Rare</b>	0,1806
<b>Freq.</b>	0,1806
<b>Perm.</b>	0,1806
Combinazioni UTot	
<b>Rare</b>	0,4817
<b>Freq.</b>	0,4817
<b>Perm.</b>	0,4817

Verifica di deformabilità - EdiLus

## 2 (LG) - Test di Validazione n.02 (Verifica Pilastrì)

Titolo: **Verifiche pilastrì in LEGNO**

Il file di EdiLus (CA+LG) è: **LG\_Validaz\_Portale.EDL**.

Si espone di seguito il procedimento di calcolo adottato per le verifiche dei pilastrì in **LEGNO**.

### Dati

#### - Schema di calcolo -

L'esempio proposto è un semplice portale in legno (*Figura 2.1 e Figura 2.2*) avente le seguenti caratteristiche:

- Pilastrì: sezione (bxh) 0,20 m x 0,20 m ed altezza (H) di 3,00 m;
- Trave: sezione (bxh) 0,10 m x 0,20 m, lunghezza ( $L_{eff}$ ), in asse, di 4,00 m e libera (L) di 3,80 m.

Caricato con:

- carico distribuito verticale di 200 N/m (*Condizioni di Carico -> Carico Permanente*), applicato sulla trave (*Figura 2.2*);
- due forze ortogonali al piano del portale (direzione +Y) di 500 N ciascuna (*Condizioni di Carico -> Carico Verticale; Tipologia Carico -> Permanente NON Strutturale -> considerato come "Permanente" e modificata la "Classe di durata del carico" da "Lunga" a "Permanente"*), applicate in testa ai pilastrì (*Figura 2.2*).

L'analisi è condotta a soli carichi verticali.

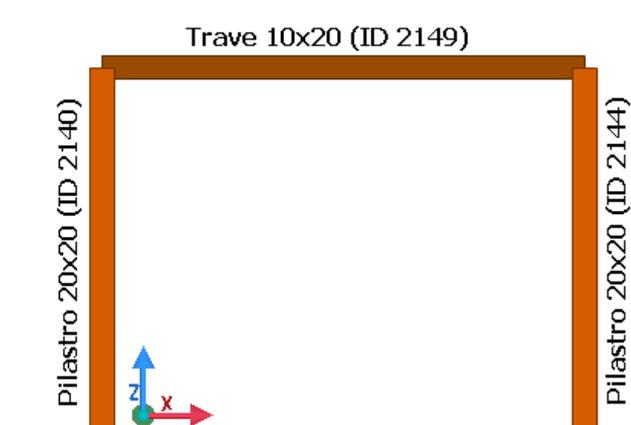


Figura 2.1: vista "Prospetto SUD (X-Z)"

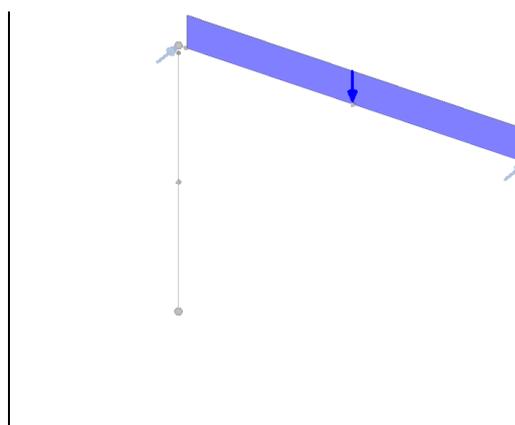


Figura 2.2: vista "Forze e Momenti (utente)"

#### - Caratteristiche del materiale -

Il materiale impiegato per i pilastrì è legno **massiccio EN338 - C20** a cui competono le seguenti caratteristiche meccaniche (si riportano solo quelle impiegate nelle verifiche):

$f_{c,0,k} = 19,00 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a compressione nella direzione delle fibre;
$f_{m,k} = 20,00 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a flessione;
$f_{v,k} = 2,20 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a taglio;
$E_{0,mean} = 9\,500 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico normale medio;
$E_{0,05} = 6\,400 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico normale caratteristico nella direzione delle fibre;
$G_{mean} = 590 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico tangenziale medio;
$G_{0,05} = 397 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico tangenziale caratteristico.

$G_{0,05}$  è ricavato per analogia fra  $E_{0,mean}$ ,  $E_{0,05}$  e  $G_{mean}$  mediante la seguente relazione:

$$G_{0,05} = E_{0,05} \cdot \frac{G_{mean}}{E_{0,mean}} = 6400 \cdot \frac{590}{9500} = 397 \text{ N/mm}^2.$$

La Classe di servizio è 1 (*bassa umidità ambientale*) e poiché tutti i carichi sono di tipo "*permanente*" il coefficiente  $k_{Mod}$  adottato è sempre pari a 0,60.

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale ( $\gamma_M$ ) è pari a 1,5 (*legno massiccio*).

## - Caratteristiche geometriche della sezione del pilastro -

Tab. 2.1: caratteristiche geometriche pilastri

b [cm]	h [cm]	A [cm <sup>2</sup> ]
20	20	400

## LEGENDA

b: base pilastro;  
h: altezza pilastro;

A: area pilastro.

Tab. 2.2: modulo di resistenza della sezione

$W_x$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_y$ [cm <sup>3</sup> ]
$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 20^2}{6} = 1\ 333$	$\frac{b^2 \cdot h}{6} = \frac{20^2 \cdot 20}{6} = 1\ 333$

## LEGENDA

$W_x$ : modulo di resistenza rispetto all'asse x;

$W_y$ : modulo di resistenza rispetto all'asse y.

Tab. 2.3: momento d'inerzia della sezione

$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_t$ [cm <sup>4</sup> ]
$\frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{20 \cdot 20^3}{12} = 13\ 333$	$\frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{20^3 \cdot 20}{12} = 13\ 333$	$\beta \cdot h \cdot b^3 = 0,1406 \cdot 20 \cdot 20^3 = 22\ 496$ con $\beta = 0.1406$ (h/b=1)

## LEGENDA

$I_x$ : momento d'inerzia rispetto all'asse x;  
 $I_y$ : momento d'inerzia rispetto all'asse y;

$I_t$ : momento d'inerzia torsionale.

## Verifica PILASTRO (ID 2140)

### - Verifica di resistenza a pressoflessione deviata -

Le verifiche dei pilastri vengono condotte a pressoflessione deviata in tre sezioni (piede, mezzeria, testa); si considera la *sezione al piede* le cui sollecitazioni "caratteristiche" sono:

$$F_1 = N = 4\ 417\ \text{N (compressione);}$$

$$M_2 = M_y = 1\ 211\ \text{Nm;}$$

$$M_3 = M_x = 1\ 500\ \text{Nm.}$$

La tensione resistente per compressione è:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 19,00}{1,5} = 7,6\ \text{N/mm}^2.$$

	Pilastro Legno 1 Piano Terra	
	CC Carico Permanente	
	Estremo Inferiore	Estremo Superiore
$M_1$	0	0
$M_2$	-1.211	2.341
$M_3$	0	0
$N$	4.417	3.948
$T_2$	0	0
$T_3$	1.225	1.225

Sollecitazioni permanenti pilastro - EdiLus

	Pilastro Legno 1 Piano Terra	
	CC Permanenti NON Strutturali	
	Estremo Inferiore	Estremo Superiore
$M_1$	0	0
$M_2$	0	0
$M_3$	1.500	50
$N$	0	0
$T_2$	500	500
$T_3$	0	0

Sollecitazioni PNS pilastro - EdiLus

I coefficienti  $K_{hX}$ , per flessione nei piani X-X e Y-Y, valgono:

$$K_{hX} = K_{hY} = 1 \text{ essendo, per entrambi i piani, l'altezza di flessione (20 cm) > 10 cm.}$$

Nella successiva Tab. 2.4 vengono riportate le tensioni resistenti per flessione nei piani X-X e Y-Y:

Tab. 2.4: Tensioni resistenti per flessione

piano X-X	piano Y-Y
$f_{m,x,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{m,y,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
$\frac{K_{h,x} \cdot K_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{1,00 \cdot 0,60 \cdot 20,00}{1,5} = 8,00$	$\frac{K_{h,x} \cdot K_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{1,00 \cdot 0,60 \cdot 20,00}{1,5} = 8,00$

## LEGENDA

 $f_{m,x,d}$ : tensione resistente per flessione nel piano X-X;

 $f_{m,y,d}$ : tensione resistente per flessione nel piano Y-Y.

Le tensioni di progetto per sforzo normale ( $\sigma_{c,0,d}$ ) e momenti flettenti ( $\sigma_{m,d}$ ) sono:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{1,30 \cdot N}{A} = \frac{1,30 \cdot 4417}{40000} = 0,14 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{1,30 \cdot M_x}{W_x} = \frac{1,30 \cdot 1500 \cdot 1000}{1333330} = 1,46 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{1,30 \cdot M_y}{W_y} = \frac{1,30 \cdot 1211 \cdot 1000}{1333330} = 1,18 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica di resistenza si effettua calcolando il coefficiente di sfruttamento attraverso le seguenti disuguaglianze:

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (I)$$

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (II)$$

con  $K_m = 0,7$  per sezioni rettangolari.

Esplicitando la (I):

$$\left( \frac{0,14}{7,60} \right)^2 + \frac{1,46}{8,00} + 0,70 \cdot \frac{1,18}{8,00} = 0,286 < 1,$$

a cui compete il coefficiente di sicurezza:

$$CS = \frac{1,00}{0,286} = 3,50.$$

Esplicitando la (II):

$$\left( \frac{0,14}{7,60} \right)^2 + 0,70 \cdot \frac{1,46}{8,00} + \frac{1,18}{8,00} = 0,276 < 1,$$

a cui compete il coefficiente di sicurezza:

$$CS = \frac{1,00}{0,276} = 3,62.$$

## VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ALLO SLU

Pilastro Legno 1	Piano Terra
<b>Verifica 1</b>	
%L <sub>LT</sub>	0%
CS	3,49
k <sub>mod</sub>	0,60
A	400
N <sub>Ed</sub>	5.742
σ <sub>c,0d</sub>	0,14
M <sub>Ed,X</sub>	1.950
M <sub>Ed,Y</sub>	-1.574
W <sub>X</sub>	1.333
W <sub>Y</sub>	1.333
σ <sub>Md,X</sub>	1,46
σ <sub>Md,Y</sub>	1,18
f <sub>c,0d</sub>	7,600
f <sub>m,x,d</sub>	8,00
f <sub>m,y,d</sub>	8,00
K <sub>h,x</sub>	1,00
K <sub>h,y</sub>	1,00

Verifica a pressoflessione allo SLU allo 0% - EdiLus  
(in cui si riporta solo il minimo coefficiente di sicurezza)

## - Verifica di resistenza a taglio/torsione -

Le sollecitazioni "caratteristiche" (tagli e momento torcente) nella sezione al piede sono:

$$T_2 = T_y = 500 \text{ N}$$

$$T_3 = T_x = 1\,225 \text{ N}$$

$$M_1 = M_T = 0 \text{ Nm}$$

La verifica a taglio consiste nel controllare:

$$\tau_{\max} = \frac{1,50 \cdot T}{b \cdot h} \leq f_{v,d},$$

in cui la resistenza di progetto è:

$$f_{v,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 \cdot 2,20}{1,5} = 0,88 \text{ N/mm}^2.$$

Pertanto:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1,50 \cdot \sqrt{(1,3 \cdot 1225)^2 + (1,3 \cdot 500)^2}}{40000} = 0,065 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{v,d}.$$

Il coefficiente di sicurezza è:

$$CS_{Tg} = \frac{f_{v,d}}{\tau_d} = \frac{0,88}{0,065} = 13,54.$$

Non vengono eseguite le verifiche a torsione e taglio-torsione perché nell'esempio in questione il momento torcente ( $M_T$ ) è nullo ( $CS_{TTg} = CS_T = "-"$ ).

#### VERIFICHE TAGLIO E TORSIONE ALLO SLU

Pilastro Legno 1	Piano Terra
<b>Verifica1</b>	
% $L_{LI}$	0%
$CS_{v,T}$	-
$CS_v$	13,65
$CS_T$	-
$k_{\text{mod}}$	0,60
<b>A</b>	400
$V_{Ed,X}$	1.592
$V_{Ed,Y}$	650
$T_{Ed}$	0
$\tau_{v,Ed}$	0,06
$\tau_{T,Ed}$	0,00
$f_{vd}$	0,88

Verifica a Taglio e Torsione allo SLU allo 0% - EdILus

#### - Verifica all'instabilità -

Il pilastro è sollecitato da uno sforzo normale di compressione  $F_1 = N = 4\,417 \text{ N}$  e da momenti di estremità  $M_2 = M_y = 1\,211 \text{ Nm}$  e  $M_3 = M_x = 1\,500 \text{ Nm}$  (pressoflessione deviata).

In generale per un elemento pressoinflesso occorre controllare che le seguenti disuguaglianze siano tutte contemporaneamente verificate:

$(I) \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{\text{crit},c,x} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{K_{\text{crit},m,x} \cdot f_{m,x,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$	$(II) \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{\text{crit},c,y} \cdot f_{c,0,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{K_{\text{crit},m,x} \cdot f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1$
$(III) \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{\text{crit},c,x} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{K_{\text{crit},m,y} \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$	$(IV) \quad \frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{\text{crit},c,y} \cdot f_{c,0,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{K_{\text{crit},m,y} \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$

Nel proseguo si determinano preliminarmente, per i due piani di flessione, i coefficienti:

- $K_{\text{crit},c}$ : coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità da sforzo normale;
- $K_{\text{crit},m}$ : coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità da flessione.

#### -- Instabilità da sforzo normale - piano X-X (determinazione $K_{\text{crit},c,x}$ ) --

Si esegue preliminarmente il calcolo della snellezza:

$L = 2,90 \text{ m}$ , luce flessibile;

$\beta = 1$  (cerniera-cerniera);

$L_{\text{eff}} = \beta \cdot L = 1 \cdot 2,90 = 2,90 \text{ m}$ , luce libera di inflessione.

La snellezza, nel piano di flessione considerato, è:

$$\lambda_{c,x} = \frac{L_{\text{eff}}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{290}{\sqrt{\frac{13333}{400}}} = 50,23.$$

Il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità da sforzo normale per il piano in esame ( $K_{\text{crit},c,x}$ ) si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna  $\lambda_{\text{rel},c,x}$  che vale:

$$\lambda_{\text{rel},c,x} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,\text{crit},x}}},$$

dove  $\sigma_{c,\text{crit},x}$  è la tensione critica che, calcolata secondo la teoria classica della stabilità con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%), vale:

$$\sigma_{c,crit,x} = \frac{\pi^2}{\lambda_{c,x}^2} \cdot E_{0,05} = \frac{3,14^2}{50,23^2} \cdot 6400 = 25,01 \text{ N/mm}^2.$$

pertanto:

$$\lambda_{rel,c,x} = \sqrt{\frac{19,00}{25,01}} = 0,872.$$

Poiché  $\lambda_{rel,c,x} > 0,3$ ,  $K_{crit,c,x}$  si ricava come:

$$K_{crit,c,x} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c,x}^2}}$$

con k esprimibile come:

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c,x} - 0,30) + \lambda_{rel,c,x}^2],$$

in cui  $\beta_c$  è il coefficiente di imperfezione, che per *legno massiccio* vale 0,2.

Pertanto, esplicitando si ha:

$$k = 0,5 \cdot [1 + 0,20 \cdot (0,872 - 0,30) + 0,872^2] = 0,9374,$$

quindi:

$$K_{crit,c,x} = \frac{1}{0,9374 + \sqrt{0,9374^2 - 0,872^2}} = 0,780.$$

#### -- Instabilità da sforzo normale - piano Y-Y (determinazione $K_{crit,c,y}$ ) --

Dal momento che la sezione è quadrata le diverse grandezze in gioco assumono gli stessi valori calcolati per il piano X-X. Pertanto:

$$\lambda_{c,y} = 50,23 \quad | \quad \lambda_{rel,c,y} = 0,872 > 0,30 \quad | \quad K_{crit,c,y} = 0,780$$

#### -- Instabilità da flessione - piano X-X (determinazione $K_{crit,m,x}$ ) --

Il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità da flessione  $K_{crit,m,x}$  per tener conto della riduzione di resistenza dovuto allo sbandamento laterale, si assume:

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75; \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,40; \\ 1 / \lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m}. \end{cases}$$

dove  $\lambda_{rel,m}$ , snellezza relativa del pilastro, si ricava da

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit,x}}},$$

in cui  $\sigma_{m,crit,x}$  è la tensione critica per flessione (nel piano X-X) che, secondo la teoria classica della stabilità con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%)  $E_{0,05}$ , si esprime:

$$\sigma_{m,crit,x} = \frac{M_{x,crit}}{W_x} = \frac{\pi}{L_{eff} \cdot W_x} \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot I_y \cdot G_{0,05} \cdot I_t},$$

con:

$I_y$ : momento d'inerzia della sezione rispetto all'asse y;

$I_t$ : momento d'inerzia torsionale della sezione;

$L_{eff}$ : luce efficace fra due ritegni torsionali;

$W_x$ : modulo di resistenza della sezione rispetto all'asse x.

Pertanto, esplicitando si ha:

$$\sigma_{m,crit,x} = \frac{\pi}{2900 \cdot 1333 \cdot 10^3} \cdot \sqrt{6400 \cdot 13333 \cdot 10^4 \cdot 397 \cdot 22496 \cdot 10^4} = 224,23 \text{ N/mm}^2.$$

Quindi:

$$\lambda_{rel,m,x} = \sqrt{\frac{20,00}{224,23}} = 0,2987.$$

Poiché  $\lambda_{rel,m,x} < 0,75$ , risulta  $K_{crit,m,x} = 1$ .

### -- Instabilità da flessione - piano Y-Y (determinazione $K_{crit,m,y}$ ) --

Dal momento che la sezione è quadrata le diverse grandezze in gioco assumono gli stessi valori calcolati per il piano X-X. Pertanto:

$$\lambda_{rel,m,y} = 0,2987 < 0,75 \quad | \quad K_{crit,c,y} = 1,00$$

### -- Verifica di instabilità --

Le tensioni indotte dallo sforzo normale N e dai momento  $M_x$  ( $M_3$ ) e  $M_y$  ( $M_2$ ) sono:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,0,d} &= \frac{1,3 \cdot N}{A} = \frac{1,3 \cdot 4417}{40000} = 0,144 \text{ N/mm}^2; \\ \sigma_{m,x,d} &= \frac{1,3 \cdot M_x}{W_x} = \frac{1,3 \cdot 1500 \cdot 1000}{1333 \cdot 10^3} = 1,463 \text{ N/mm}^2; \\ \sigma_{m,y,d} &= \frac{1,3 \cdot M_y}{W_y} = \frac{1,3 \cdot 1211 \cdot 1000}{1333 \cdot 10^3} = 1,181 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

I coefficienti di sfruttamento, per le quattro condizioni di verifica, e i relativi coefficienti di sicurezza sono:

#### Condizione (I)

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c,x} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{K_{crit,m,x} \cdot f_{m,x,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} &= \\ = \frac{0,144}{0,780 \cdot 7,60} + \frac{1,463}{1,00 \cdot 8,00} + 0,70 \cdot \frac{1,181}{8,00} &= 0,3105 < 1; \\ CS = \frac{1,00}{0,3105} &= 3,22. \end{aligned}$$

#### Condizione (II)

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{crit,c,y} \cdot f_{c,0,d}} + K_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{K_{crit,m,x} \cdot f_{m,x,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} &= \\ = \frac{0,144}{0,780 \cdot 7,60} + 0,70 \cdot \frac{1,463}{1,00 \cdot 8,00} + \frac{1,181}{8,00} &= 0,2999 < 1; \\ CS = \frac{1,00}{0,2999} &= 3,33. \end{aligned}$$

#### Condizione (III)

Come la condizione (I).

#### Condizione (IV)

Come la condizione (II).

Il controllo più penalizzante è il primo a cui compete il coefficiente di sicurezza più basso.

Di seguito è riportato il risultato della verifica restituito da EdiLus.

VERIFICHE A INSTABILITÀ PER PRESSOFLESSIONE RETTA/DEVIATA		
Pilastro Legno 1 Piano Terra		
Verifica1		
%L <sub>LI</sub>		0%
CS		3,22
k <sub>mod</sub>		0,60
A		400
N <sub>Ed</sub>		5.742
σ <sub>c,0d</sub>		0,14
f <sub>c,0d</sub>		7,60
K <sub>m</sub>		0,70
λ <sub>N</sub>		50,23
λ <sub>rel,N</sub>		0,87
K <sub>crit,c</sub>		0,781
Dir	X	Y
M <sub>Ed</sub>	1.950	-1.574
W	1.333	1.333
σ <sub>md</sub>	1,46	1,18
f <sub>md</sub>	8,00	8,00
K <sub>h</sub>	1,00	1,00
L <sub>LI</sub>	2,90	2,90
λ <sub>rel</sub>	0,299	0,299
K <sub>crit,m</sub>	1,000	1,000

Verifica di instabilità allo 0% - EdiLus