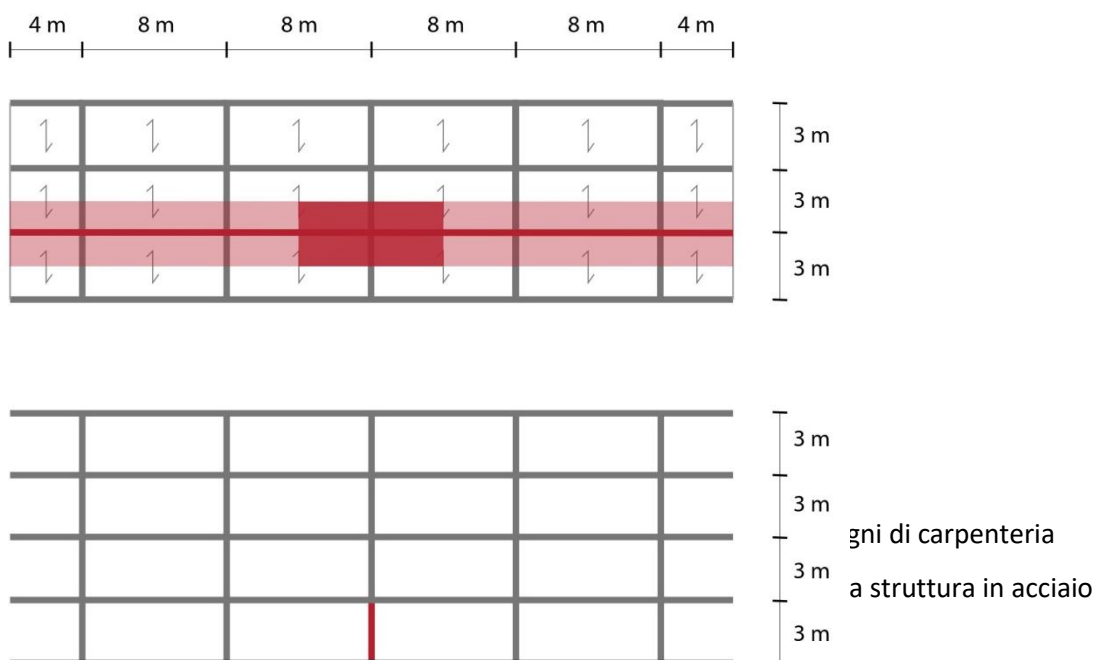
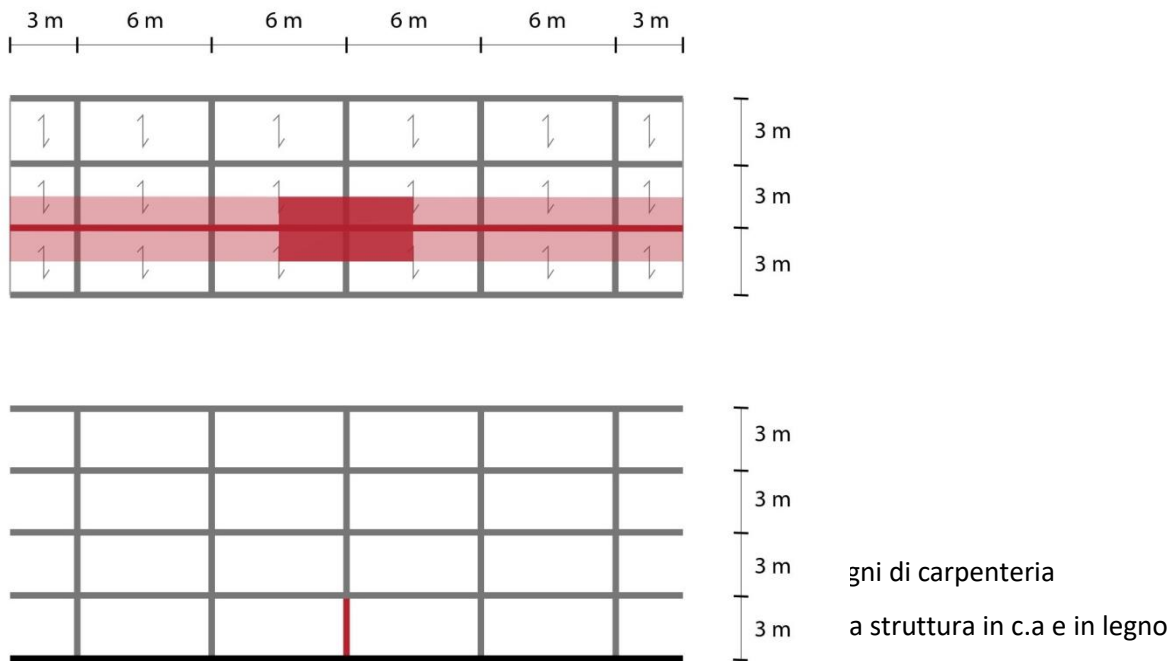
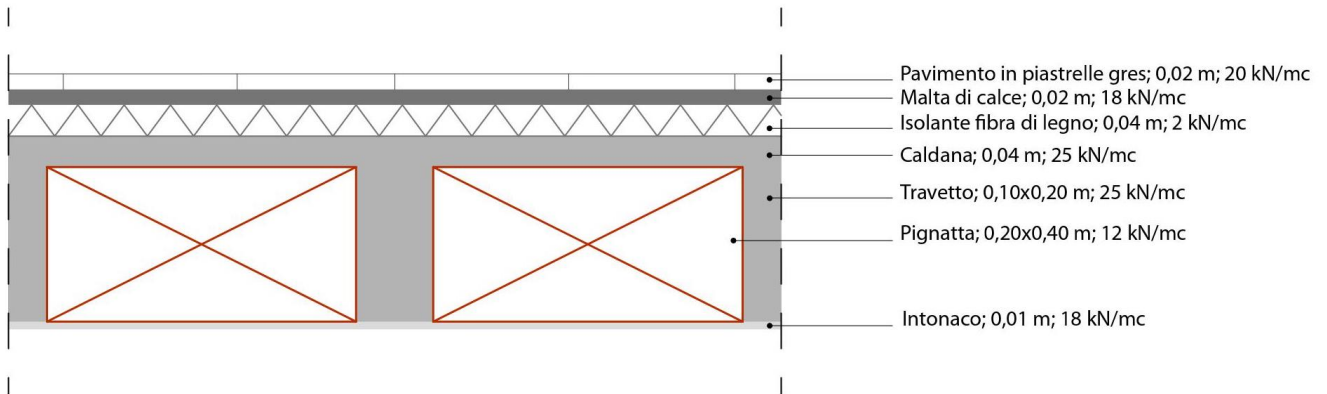


L'esercitazione è finalizzata al dimensionamento della trave, del pilastro e della mensola più sollecitati in una struttura a telai piani per le seguenti tecnologie costruttive: calcestruzzo, legno e acciaio.

Ho preso in considerazione un edificio ad uso residenziale, sviluppato su quattro piani. Il solaio in calcestruzzo e in legno presenta una griglia 3,00x6,00 m, con uno sbalzo di 3,00 m sui lati corti; quello in acciaio, invece, un interasse di 4,00x8,00 m e un aggetto di 4,00 m. Tutte e tre le soluzioni adottano un interpiano di 3,00 m.



CALCESTRUZZO ARMATO



ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti strutturali **qs**

Pignatte: $0,40 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 12 \text{ kN/mc} \times (1/0,50\text{m}) = 1,92 \text{ kN/mq}$

Travetti: $0,10 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc} \times (1/0,50\text{m}) = 1 \text{ kN/mq}$

Caldana: $0,04 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc} = 1 \text{ kN/mq}$

qs tot = $1,92 + 1 + 1 = 3,92 \text{ kN/mq}$

Carichi permanenti non strutturali **qp**

Pavimento in piastrelle gres: $0,02 \text{ m} \times 20 \text{ kN/mc} = 0,40 \text{ kN/mq}$

Malta di allettamento: $0,02 \text{ m} \times 18 \text{ kN/mc} = 0,36 \text{ kN/mq}$

Isolante: $0,04 \text{ m} \times 2 \text{ kN/mc} = 0,08 \text{ kN/mq}$

Intonaco: $0,01 \text{ m} \times 18 \text{ kN/mc} = 0,18 \text{ kN/mq}$

qp tot: $0,40 + 0,36 + 0,08 + 0,18 = 1,02 \text{ kN/mq}$

Carichi accidentali **qa**

destinazione residenziale

qa = 2 kN/mq da normativa

DIMENSIONAMENTO TRAVE

Dopo aver individuato la trave più sollecitata ed aver analizzato i carichi del solaio, calcolo il carico totale allo stato limite ultimo, sfruttando la combinazione fondamentale, con la quale sommo tra loro i carichi appena individuati, ognuno moltiplicato per il corrispondente coefficiente di sicurezza.

q* = $(3,92 \text{ kN/mq} \times 1,3) + (1,02 \text{ kN/mq} \times 1,5) + (2 \text{ kN/mq} \times 1,5) = 9,6 \text{ kN/mq}$

Il risultato, moltiplicato per l'interasse, mi permette di ottenere **qu**, il carico lineare incidente sulla trave:

qu = $q^* \times i = 9,6 \text{ kN/mq} \times 3 \text{ m} = 28,88 \text{ kN/m}$

Considerata la configurazione dell'elemento come una trave doppiamente appoggiata, il momento massimo risulta:

$$M_{max} = ql^2/8 = [28,88 \text{ kN/m} \times (6 \text{ m})^2]/8 = 129,95 \text{ kNm}$$

Una volta scelta la resistenza caratteristica dell'acciaio e del calcestruzzo, ricavo le tensioni di progetto, secondo le indicazioni imposte dalla normativa:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 450 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times (f_{ck}/\gamma_c) = 0,85 \times (45 \text{ N/mm}^2/1,5) = 25,50 \text{ N/mm}^2$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

Una volta conosciuti i valori delle tensioni di progetto e fissata la base della sezione, ricavo l'altezza utile:

$$h_u = r \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 35,13 \text{ cm}$$

Successivamente, sommando lo spessore del copriferro δ e operando un'ingegnerizzazione, ottengo l'altezza finale della sezione:

$$H_{min} = h_u + \delta = 35,13 + 5 = 40,13 \text{ cm}$$

$$H = 45 \text{ cm}$$

Per verificare che la sezione appena definita sia in grado di portare i carichi stabiliti e il peso dell'intera trave, calcolo il peso proprio della trave, lo moltiplico per il fattore di sicurezza 1,3 e il risultato lo sommo al carico totale q_u . In questo caso, la sezione risultante dal secondo dimensionamento (comprendente il peso proprio della trave) risulta avere un'altezza minore di quella precedentemente ricavata, perciò la sezione si dimostra verificata.

interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_{sa} (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)
3.00	3.92	1.02	2.00	28.88	6.00	129.95	450.00	391.30	45.00	25.50
				31.80	6.00	143.11	450.00	391.30	45.00	25.50

β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/I	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
0.49	2.20	20.00	35.13	5.00	40.13	45.00	0.07	0.09	2.25
0.49	2.20	20.00	36.87	5.00	41.87	verificata			

DIMENSIONAMENTO PILASTRO

Considero il pilastro al piano terra come l'elemento più sollecitato da prendere in esame. Proseguo il dimensionamento individuando, innanzitutto, la sua area di influenza A_{inf} , data dal prodotto dell'interasse delle travi che poggiano su esso:

$$A_{inf} = 6\text{ m} \times 3\text{ m} = 18\text{ m}^2$$

Il pilastro è maggiormente sollecitato a compressione, pertanto, per dimensionarlo, è necessario ricorrere al valore dello sforzo normale di compressione N ; per il calcolo è necessario conoscere il peso proprio delle travi che poggiano sul pilastro e il carico dovuto al solaio:

$$q_{travi} = (1,3 \times 6\text{ m} \times 2,25\text{ kN/m}) + (1,3 \times 3\text{ m} \times 2,25\text{ kN/m}) = 26,33\text{ kN}$$

$$q_{solaio} = q^* \times A_{inf} = 9,63\text{ kN/mq} \times 18\text{ mq} = 173,27\text{ kN}$$

Considerando anche l'incidenza dei piani portati, lo sforzo normale massimo agente sul pilastro risulta:

$$N = [q_{travi} + q_{solaio}] \times n_{piani} = (26,33\text{ kN} + 173,27\text{ kN}) \times 4 = 798,40\text{ kN}$$

L_p	L_s	Area	trave _p	trave _s	q_{trave}	q_s	q_p	q_a	q_{solaio}	n_{piani}	N
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
6.00	3.00	18.00	2.25	2.25	26.33	3.92	1.02	2.00	173.27	4	798

Una volta scelta la resistenza del materiale, procedo con il predimensionamento della sezione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times (f_{ck}/\gamma_c) = 0,85 \times (45\text{ MPa}/1,5) = 25,50\text{ MPa}$$

$$A_{min} = N_{max} / f_{cd} = 798,40\text{ kN} / 25,50\text{ MPa} \times 10 = 313,10\text{ cm}^2$$

In risposta al problema dell'instabilità, il progetto del pilastro prevede un corretto dimensionamento che consideri la snellezza dell'elemento in questione. Considerati i seguenti valori:

$E = 21.000\text{ MPa}$ modulo elastico del calcestruzzo

$\beta = 2$ considero il pilastro come parte di una pilastrata, quindi come una mensola posta in verticale

$l = 3\text{ m}$ altezza del pilastro

$$\lambda_{max} = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_{cd}}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{21000\text{ MPa}}{25,50\text{ MPa}}} = 90,15$$

Calcolando, infine, il raggio minimo d'inerzia ρ_{min} e sapendo che per i pilastri in calcestruzzo armato vale $\rho_{min} = \sqrt{(1/12) \times b}$, posso ricavare la base minima e l'altezza minima, assicurando il sovradimensionamento con l'atto dell'ingegnerizzazione.

$$\rho_{min} = (\beta \times l) / \lambda_{max} = (2 \times 3\text{ m}) / 90,15 = 6,66\text{ cm}$$

$$b_{\min} = 2\sqrt{3}\rho_{\min} = 23,05 \text{ cm}$$

$$b_{\text{design}} = 30 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = A_{\min} / b = 10,44 \text{ cm}$$

$$h_{\text{design}} = 35 \text{ cm}$$

E' inoltre soddisfatta la verifica a presso-flessione, in quanto la tensione massima risulta minore della resistenza di progetto.

f_{ck}	f_{cd}	A_{\min}	b_{\min}	E	β	l	λ^*	ρ_{\min}	b_{\min}	b	h_{\min}	h
Mpa	Mpa	cm ²	cm	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm
45.0	25.5	313.1	17.7	21000	2.00	3.00	90.15	6.66	23.05	30.00	10.44	35.00

A_{design}	I_{design}	I_{max}	W_{max}	q_t	M_t	σ_{max}	
cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	kN/m	kN*m	Mpa	
1050	78750	107188	6125.00	28.88	86.63	21.75	Si

DIMENSIONAMENTO MENSOLA

Risulta necessario in questo caso ricorrere al valore del momento flettente massimo tipico dello schema statico della mensola:

$$M_{\max} = (q_u \times l^2) / 2 = (28,88 \text{ kN/m} \times 9 \text{ mq}) / 2 = 129,95 \text{ kNm}$$

Si procede scegliendo le resistenze dei materiali, il valore della base e infine si ricava l'altezza finale della sezione:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times (f_{ck} / \gamma_c) = 0,85 \times (45 \text{ N/mm}^2 / 1,5) = 25,50 \text{ N/mm}^2$$

$$h_u = r \sqrt{\frac{M_{\max}}{b}} = 35,13 \text{ cm}$$

$$H_{\min} = h_u + \delta = 35,13 + 5 = 40,13 \text{ cm}$$

$$H = 45 \text{ cm}$$

interasse (m)	q_s (kN/mq)	q_o (kN/mq)	q_a (kN/mq)	q_u (kN/m)	luce (m)	M_{\max} (kN*m)
3	3.92	1.02	2.00	28.88	3	129.95
				31.80	3.00	143.11

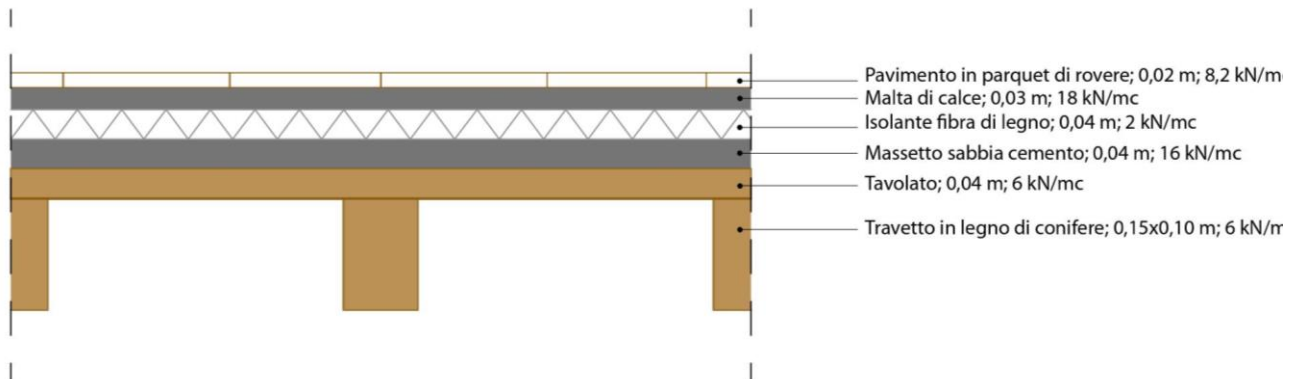
f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{\min} (cm)	H (cm)
450	391.30	45	25.50	0.49	2.20	20	35.13	5	40.13	45
450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	20.00	36.87	5.00	41.87	verificata

In conclusione ho verificato che il rapporto fra la luce dell'elemento e il suo spostamento massimo fosse maggiore o uguale al valore imposto dalla legge.

$$\frac{l}{v_{\max}} = \frac{300}{0,64} = 470,85 > 250$$

area (m ²)	peso (kN/m)	q_o	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	v_{\max} (cm)	l/v_{\max}	
0.09	2.25	20.07	21000	151875	0.64	470.85	Si

LEGNO



ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti strutturali **qs**

Tavolato: $0,04 \text{ m} \times 6 \text{ kN/mc} = 0,24 \text{ kN/mq}$

Travetti: $0,15 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 6 \text{ kN/mc} \times (1/0,50\text{m}) = 0,18 \text{ kN/mq}$

qs tot = $0,24 + 0,18 = 0,42 \text{ kN/mq}$

Carichi permanenti non strutturali **qp**

Parquet: $0,02 \text{ m} \times 8,2 \text{ kN/mc} = 0,16 \text{ kN/mq}$

Malta di allettamento: $0,03 \text{ m} \times 18 \text{ kN/mc} = 0,54 \text{ kN/mq}$

Isolante: $0,04 \text{ m} \times 2 \text{ kN/mc} = 0,08 \text{ kN/mq}$

Massetto: $0,04 \text{ m} \times 16 \text{ kN/mc} = 0,64 \text{ kN/mq}$

qp tot: $0,16 + 0,54 + 0,08 + 0,64 = 1,42 \text{ kN/mq}$

Carichi accidentali **qa**

destinazione residenziale

qa = 2 kN/mq da normativa

DIMENSIONAMENTO TRAVE

Il procedimento di determinazione del **Mmax** avviene in modo analogo a quello del calcestruzzo:

q* = $(0,42 \text{ kN/mq} \times 1,3) + (1,42 \text{ kN/mq} \times 1,5) + (2 \text{ kN/mq} \times 1,5) = 5,68 \text{ kN/mq}$

qu = $q^* \times i = 5,68 \text{ kN/mq} \times 3 \text{ m} = 17,03 \text{ kN/m}$

Mmax = $q l^2 / 8 = [17,03 \text{ kN/m} \times (6 \text{ m})^2] / 8 = 76,63 \text{ kNm}$

Scelgo un legno lamellare con resistenza caratteristica $f_{mk} = 24 \text{ N/mm}^2$ e trovo quella di progetto:

fd = $(k_{mod} \times f_{mk}) / \gamma_m = (0,80 \times 24 \text{ N/mm}^2) / 1,45 = 13,24 \text{ N/mm}^2$

con:

k_{mod} = coefficiente diminutivo dei valori di resistenza del materiale

γ_m = coefficiente parziale di sicurezza del legno lamellare

Calcolo pertanto l'altezza utile, fissata la dimensione della base $b = 24$ cm, e il risultato dovrà essere ingegnerizzato:

$$h_{min} = \sqrt{\frac{M_{max} \times 6}{b \times f_d}} = 38,04 \text{ cm} \qquad H = 40 \text{ cm}$$

Rispetto alla soluzione in calcestruzzo, gli elementi strutturali in legno e in acciaio godono di una maggiore leggerezza e, nel caso in cui si considerasse il peso proprio della trave, l'incremento del momento flettente sarebbe soddisfatto dall'aumento dell'altezza della sezione ingegnerizzata. Pertanto non risulta necessaria un'ulteriore verifica.

interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)
3.00	0.42	1.42	2.00	17.03	6.00	76.63	24.00	0.80	1.45	13.24	24.00	38.04	40.00

DIMENSIONAMENTO PILASTRO

Il procedimento è lo stesso del calcestruzzo:

$$A_{inf} = 6m \times 3m = 18 \text{ m}^2$$

Determino lo sforzo normale di compressione **N**:

$$q_{travi} = (1,3 \times 6 \text{ m} \times 0,58 \text{ kN/m}) + (1,3 \times 3 \text{ m} \times 0,58 \text{ kN/m}) = 6,75 \text{ kN}$$

$$q_{solaio} = q^* \times A_{inf} = 5,68 \text{ kN/mq} \times 18 \text{ mq} = 102,17 \text{ kN}$$

Sforzo normale massimo agente sul pilastro:

$$N = [q_{travi} + q_{solaio}] \times n_{piani} = (6,75 \text{ kN} + 102,17 \text{ kN}) \times 4 = 436 \text{ kN}$$

L_1	L_2	Area	trave _p	trave _s	q_{trave}	q_s	q_p	q_a	q_{solaio}	n_{piani}	N
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
6.00	3.00	18.00	0.58	0.58	6.75	0.42	1.42	2.00	102.17	4	436

Una volta scelta la resistenza del materiale, ricavo l'area minima della sezione:

$$f_{c0,d} = (k_{mod} \times f_{c0,k}) / \gamma_m = (0,80 \times 21 \text{ MPa}) / 1,45 = 11,59 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = N_{max} / f_{c0,d} = 436 \text{ kN} / 11,59 \text{ MPa} \times 10 = 376,00 \text{ cm}^2$$

Considerati i seguenti valori:

$E_{005} = 8.800 \text{ Mpa}$ modulo elastico del legno lamellare, parallelo alle fibre

$\beta = 2$ configurazione a mensola

$l = 3 \text{ m}$ altezza del pilastro

posso determinare il valore della snellezza e del raggio di inerzia:

$$\lambda_{\max} = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_{cd}}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{8800 \text{ MPa}}{11,59 \text{ MPa}}} = 86,54$$

$$\rho_{\min} = (\beta \times l) / \lambda_{\max} = (2 \times 3 \text{ m}) / 86,54 = 6,93 \text{ cm}$$

Sapendo che per i pilastri in legno vale $\rho_{\min} = \sqrt{(1/12) \times b}$, posso ricavare la base minima e l'altezza minima, assicurando il sovradimensionamento con l'atto dell'ingegnerizzazione.

$$b_{\min} = 2\sqrt{3}\rho_{\min} = 24,02 \text{ cm}$$

$$b_{\text{design}} = 25 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = A_{\min} / b = 15,04 \text{ cm}$$

$$h_{\text{design}} = 30 \text{ cm}$$

$f_{c0,k}$	k_{mod}	γ_m	f_{c0d}	A_{\min}	$E_{,005}$	β	l	λ_{\max}	ρ_{\min}	b_{\min}	b	h_{\min}	h	A_{design}	I_{design}
Mpa			Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴
21.00	0.80	1.45	11.59	376.0	8800	2.0	3.00	86.54	6.93	24.02	25.00	15.04	30.00	750	39063

DIMENSIONAMENTO MENSOLA

Calcolo il valore del momento flettente massimo della mensola:

$$M_{\max} = (q_u \times l^2) / 2 = (28,88 \text{ kN/m} \times 9 \text{ mq}) / 2 = 129,95 \text{ kNm}$$

Scelgo la resistenza del materiale, fisso il valore della base e ricavo l'altezza finale della sezione:

$$f_d = (k_{\text{mod}} \times f_{mk}) / \gamma_m = (0,80 \times 24 \text{ N/mm}^2) / 1,45 = 13,24 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{M_{\max} \times 6}{b \times f_d}} = 38,04 \text{ cm}$$

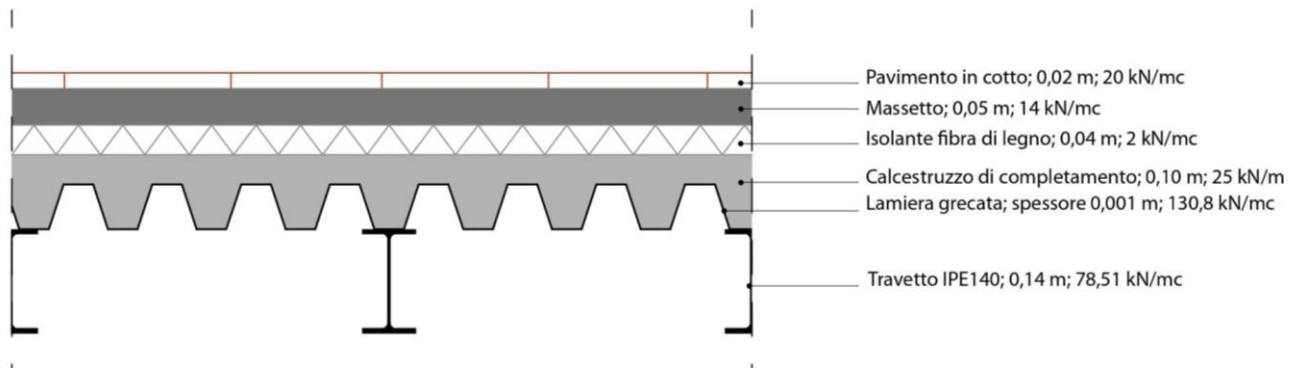
$$H = 40 \text{ cm}$$

Come già visto col calcestruzzo, la sezione viene sottoposta ad una verifica all'abbassamento; in questo caso l'esito è stato rispettato.

interasse (m)	q_s (kN/mq)	q_p (kN/mq)	$q_{s,p}$ (kN/mq)	q_u (kN/m)	luce (m)	M_{\max} (kN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d
3	0.42	1.42	2.00	17.028	3	76.626	24	0.8	1.45	13.24

b (cm)	h_{\min} (cm)	H (cm)	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	q_s (kN/m)	v_{\max} (cm)	l/v_{\max}	
24	38.04	40	8000	128000	9	0.84	356.11	Si

ACCIAIO



ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti strutturali **qs**

Travetto IPE140: $0,00164 \text{ m}^2 \times 78,51 \text{ kN/mc} \times (1/0,5 \text{ m}) = 0,26 \text{ kN/m}^2$

Lamiera grecata: $0,001 \text{ m} \times 130,8 \text{ kN/mc} = 0,13 \text{ kN/m}^2$

Calcestruzzo di completamento: $0,07 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc} = 1,75 \text{ kN/m}^2$

qs tot = $0,26 + 0,13 + 1,75 = 2,14 \text{ kN/m}^2$

Carichi permanenti non strutturali **qp**

Mattonelle in cotto: $0,02 \text{ m} \times 20 \text{ kN/mc} = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Massetto: $0,05 \text{ m} \times 14 \text{ kN/mc} = 0,70 \text{ kN/m}^2$

Isolante: $0,04 \text{ m} \times 2 \text{ kN/mc} = 0,08 \text{ kN/m}^2$

qp tot: $0,40 + 0,70 + 0,08 = 1,18 \text{ kN/m}^2$

Carichi accidentali **qa**

destinazione residenziale

qa = 2 kN/m^2 da normativa

DIMENSIONAMENTO TRAVE

Sfrutto la combinazione fondamentale allo stato limite ultimo e trovo il carico incidente sulla trave:

q* = $(2,14 \text{ kN/m}^2 \times 1,3) + (1,18 \text{ kN/m}^2 \times 1,5) + (2 \text{ kN/m}^2 \times 1,5) = 7,55 \text{ kN/m}^2$

qu = $q^* \times i = 7,55 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m} = 30,21 \text{ kN/m}$

Trattandosi di una trave doppiamente appoggiata, il momento massimo risulta:

Mmax = $q l^2 / 8 = [30,21 \text{ kN/m} \times (8 \text{ m})^2] / 8 = 241,66 \text{ kNm}$

Scelto il tipo di acciaio da utilizzare nel progetto, ricavo il modulo di resistenza a flessione minimo che la sezione necessita:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 275 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

dove:

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$$W_{x,min} = M_{max} / f_d = 241,66 \text{ kNm} / 261,90 \text{ N/mm}^2 \times 1000 = 922,72 \text{ cm}^3$$

Scelgo un profilato IPE400 con $W_x = 1156 \text{ cm}^3$, soddisfacendo il valore minimo trovato in precedenza.

interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	W_x (cm ³)	
4.00	2.14	1.18	2.00	30.21	8.00	241.66	275.00	261.90	922.72	1156.00	ipe400

DIMENSIONAMENTO PILASTRO

Il procedimento è lo stesso del pilastro in calcestruzzo e in legno:

$$A_{inf} = 8\text{m} \times 4\text{m} = 32 \text{ m}^2$$

$$q_{travi} = (1,3 \times 8 \text{ m} \times 0,66 \text{ kN/m}) + (1,3 \times 4 \text{ m} \times 0,66 \text{ kN/m}) = 10,33 \text{ kN}$$

$$q_{solaio} = q^* \times A_{inf} = 7,55 \text{ kN/mq} \times 32 \text{ mq} = 241,66 \text{ kN}$$

Sforzo normale massimo agente sul pilastro:

$$N = [q_{travi} + q_{solaio}] \times n_{piani} = (10,33 \text{ kN} + 241,66 \text{ kN}) \times 4 = 1.008 \text{ kN}$$

L_1	L_2	Area	trave _p	trave _s	q_{trave}	q_s	q_p	q_a	q_{solaio}	n_{piani}	N
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
8.00	4.00	32.00	0.66	0.66	10.33	2.14	1.18	2.00	241.66	4	1008

Il predimensionamento procede scegliendo il tipo di acciaio e trovando l'area minima della sezione:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 275 \text{ MPa} / 1,05 = 261,90 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = N_{max} / f_{yd} = 1008 \text{ kN} / 261,90 \text{ MPa} \times 10 = 38,50 \text{ cm}^2$$

Considerati i seguenti valori:

$E = 210.000 \text{ Mpa}$ modulo elastico dell'acciaio

$\beta = 2$ configurazione a mensola

$l = 3 \text{ m}$ altezza del pilastro

possiamo determinare il massimo valore di snellezza dell'elemento in esame e il minimo valore del raggio di inerzia:

$$\lambda_{max} = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{261,90 \text{ MPa}}} = 88,96$$

$$\rho_{\min} = (\beta \times l) / \lambda_{\max} = (2 \times 3 \text{ m}) / 88,96 = 9,93 \text{ cm}$$

Quest'ultimo ci consente di ricavare il momento d'inerzia minimo. Dopodiché nel profilario verrà individuato il profilo in acciaio con momento d'inerzia maggiore di quello trovato.

$$I_{\min} = A_{\min} \times \rho_{\min}^2 = 38,50 \text{ cm}^2 \times (9,93 \text{ cm})^2 = 1.751 \text{ cm}^4$$

Scelgo il profilo HEA180.

f_{yk}	γ_m	f_{yd}	A_{\min}	E	β	l	λ^*	ρ_{\min}	I_{\min}	A_{design}	I_{design}	ρ_{\min}	λ	profilo
Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴	cm ²	cm ⁴	cm		
275.00	1.05	261.90	38.5	210000	2.00	3.00	88.96	6.74	1751	45.3	2510	7.45	80.54	HEA180

DIMENSIONAMENTO MENSOLA

Calcolo il valore del momento flettente massimo della mensola:

$$M_{\max} = (q_u \times l^2) / 2 = (30,21 \text{ kN/m} \times 16 \text{ mq}) / 2 = 241,67 \text{ kNm}$$

interasse (m)	q_s (kN/mq)	q_p (kN/mq)	q_a (kN/mq)	q_u (kN/m)	luce (m)	M_{\max} (kN*m)
4	2.14	1.18	2.00	30.208	4	241.664

Individuo la tensione di progetto e il modulo di resistenza a flessione, per conoscere il valore minimo che la sezione deve avere:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 275 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{x,\min} = M_{\max} / f_d = 241,66 \text{ kNm} / 261,90 \text{ N/mm}^2 \times 1000 = 922,72 \text{ cm}^3$$

Si ingegnerizza la sezione cercando un profilo che abbia un modulo di resistenza a flessione maggiore di quello trovato. E' possibile a questo punto conoscere il valore del momento di inerzia I_x e il peso della sezione, informazioni che si rivelano necessarie per la verifica all'abbassamento della sezione stessa.

Scelgo un profilato IPE400 con $W_x = 1156 \text{ cm}^3$

f_{yk} (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,\min}$ (cm ³)	I_x (cm ⁴)	peso (kN/m)	q_s (kN/m)	E (N/mm ²)	v_{\max} (cm)	I/v_{\max}	
275	261.90	922.72	23130	0.663	17.943	210000	1.182	338.384	Si