

ESERCITAZIONE 2.1_Predimensionamento travi, pilastri e mensole

In questa seconda esercitazione si è effettuato il predimensionamento degli elementi di una struttura a telai piani.

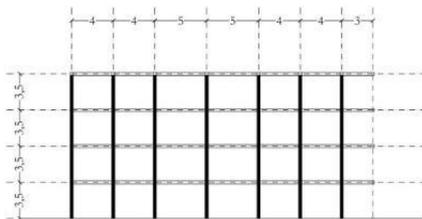
Essendo un dimensionamento iniziale è stato possibile ricondurre le parti del telaio a delle tipologie semplici: le travi sono state trattate come doppiamente appoggiate, gli sbalzi come delle mensole e i pilastri come semplici pilastrate.

Si è considerato un edificio di 4 livelli con interpiani di 3.5 m, a destinazione d'uso residenziale.

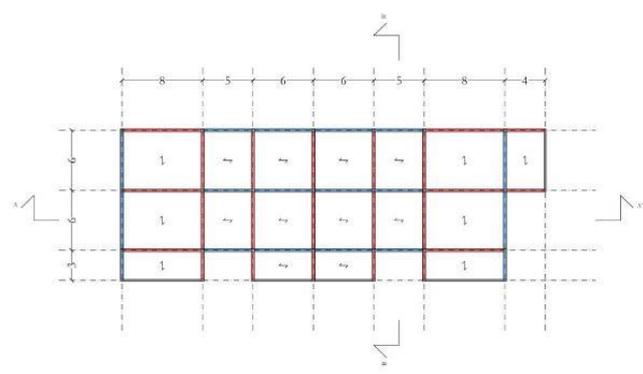
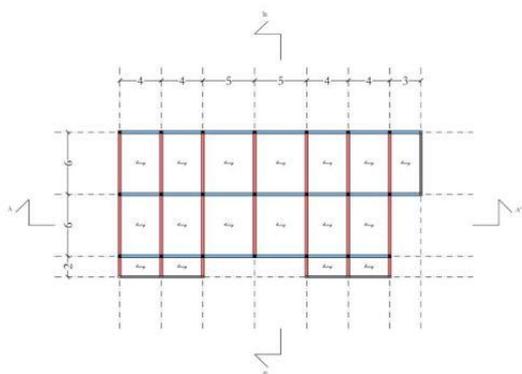
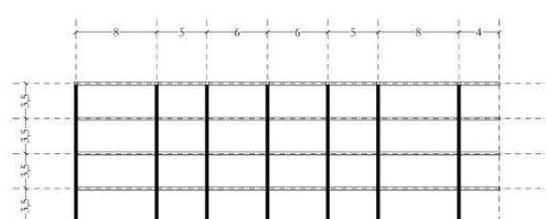
Dovendo applicare i calcoli strutturali a diverse tipologie costruttive (legno, c.a., acciaio), sono state utilizzate due piante differenti: una per legno e calcestruzzo armato, considerando una luce massima di 5/6 metri, e una per l'acciaio, che può raggiungere luci maggiori (circa 7/8 m di luce massima).

Nelle piante presentate sono state evidenziate, a partire dall'orditura dei solai, le travi principali e le travi secondarie.

SOLAIO IN LEGNO E CALCESTRUZZO ARMATO



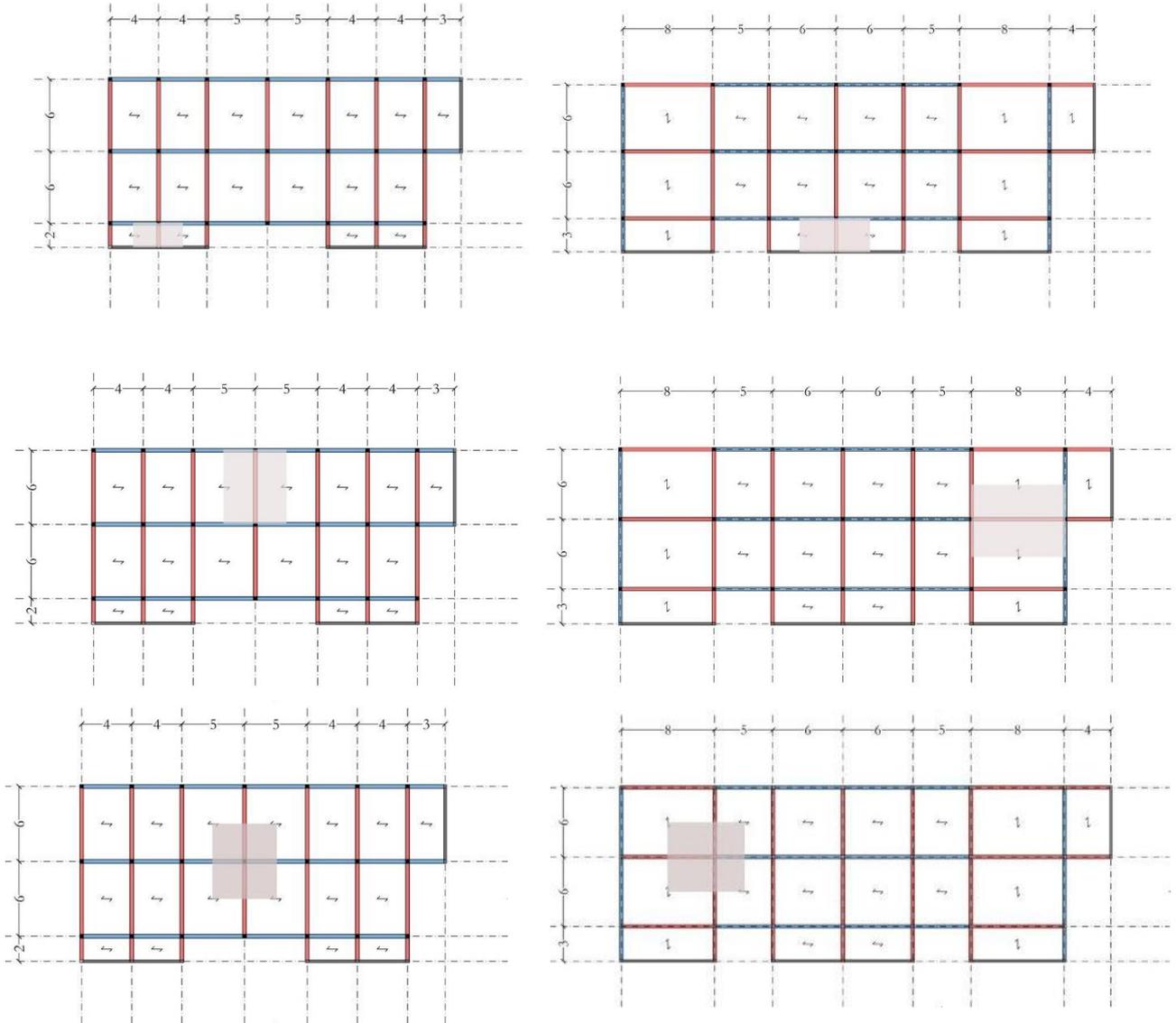
SOLAIO IN ACCIAIO



Il passo successivo è stata la definizione dei tre solai adeguati a ciascuna tipologia costruttiva: uno in legno, uno in laterocemento per il c.a., uno per l'acciaio.

Per poter dimensionare gli elementi costruttivi è necessario calcolare il carico agente sul singolo elemento, e il procedimento si compone di due parti: l'individuazione dell'area di influenza dell'elemento e il calcolo della combinazione di carico.

Attraverso l'analisi delle fasce di spettanza sono stati evidenziati gli elementi più sollecitati, da cui si è partiti per il predimensionamento.



L'ordine seguito per i vari calcoli è stato

- Legno, c.a., acciaio;
- Travi, aggetti, pilastri.

CALCOLO CARICHI SOLAIO

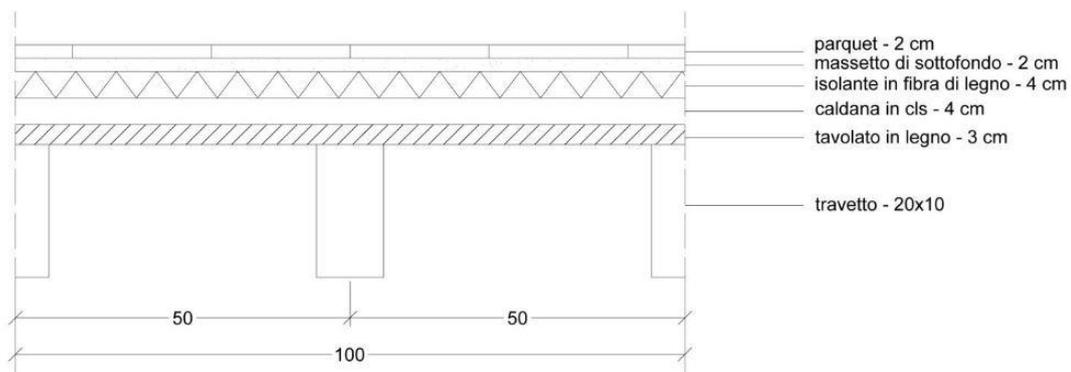
Nelle combinazioni di carico sono 3 i tipi di carico che vengono considerati: quelli permanenti strutturali, i permanenti non strutturali e gli accidentali.

Mentre questi ultimi sono valori tabellati e sono in funzione della destinazione d'uso dell'edificio, i primi due devono essere calcolati a partire dai materiali che compongono l'edificio, moltiplicandone il peso specifico (KN/mc) per lo spessore dello strato che compongono.

I carichi permanenti strutturali includono anche il peso dell'elemento che va dimensionato; si procederà in un primo momento non tenendo conto di tale carico, che verrà aggiunto successivamente, una volta che l'elemento sarà stato dimensionato, per avere una prima verifica sommaria della scelta effettuata.

Tra i carichi permanenti non strutturali invece, oltre agli strati del solaio che non hanno funzione portante, vengono considerate anche l'incidenza dei tramezzi, come circa 1 KN/mq, e quella degli impianti, di 0,5 KN/mq. Le loro densità superficiali hanno questi valori convenzionali perché eseguire un calcolo preciso sarebbe complesso e perché distribuzione e quantità dei tramezzi può cambiare abbastanza frequentemente durante la vita di un edificio.

LEGNO:



CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (qs):

Travetti (10x20 cm) – peso specifico di 5 KN/m³- peso $[0,1m \times 0,2m] \times 2 \times 5 \text{ KN/m}^3 = 0,2 \text{ KN/m}^2$

Tavolato in abete (spessore 3 cm) - peso specifico di 4,5 KN/m³- peso 0,135 KN/m²

qs = (0,2 + 0,135) KN/m² = 0,335 KN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (qp):

Caldana (4cm) – peso specifico di 20 KN/m³- peso 0,8 KN/m²

Isolante in fibra di legno (4cm) peso specifico di 2,11 KN/m³- peso 0,0844 KN/m²

Sottofondo (2cm) peso specifico di 18 KN/m³- peso 0,36 KN/m²

Pavimento in parquet (2cm) peso specifico di 7,5 KN/m³- peso 0,15 KN/m²

Incidenza tramezzi 1 KN/m²

Incidenza impianti 0,5 KN/m²

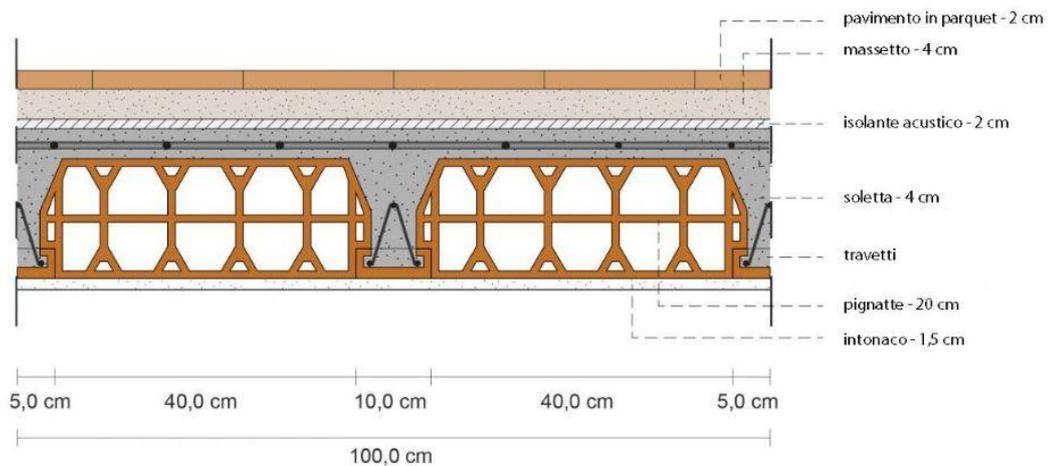
qp = (0,8 + 0,0844+0,36+0,15+1+0,5) KN/m² = 2,89 KN/m²

CARICHI ACCIDENTALI (qa):

civile abitazione 2 KN/m²

qa = 2 KN/m²

CALCESTRUZZO ARMATO:



CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (qs):

Travetti (10x20 cm) – peso specifico di 25 KN/m^3 - peso $[0,1\text{m} \times 0,2\text{m}] \times 2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 1 \text{ KN/m}^2$

Pignatta (40x20 cm) - peso specifico di 11 KN/m^3 - peso $1,76 \text{ KN/m}^2$

Soletta (4cm) - peso specifico di 25 KN/m^3 - peso 1 KN/m^2

$$q_s = (1 + 1,76 + 1) \text{ KN/m}^2 = 3,76 \text{ KN/m}^2$$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (qp):

Isolante acustico (2cm) – peso specifico di $0,3 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,006 \text{ KN/m}^2$

Sottofondo (4cm) peso specifico di 18 KN/m^3 - peso $0,72 \text{ KN/m}^2$

Parquet (2cm) peso specifico di $7,5 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,15 \text{ KN/m}^2$

Intonaco (1,5cm) peso specifico di 20 KN/m^3 - peso $0,3 \text{ KN/m}^2$

Incidenza tramezzi 1 KN/m^2

Incidenza impianti $0,5 \text{ KN/m}^2$

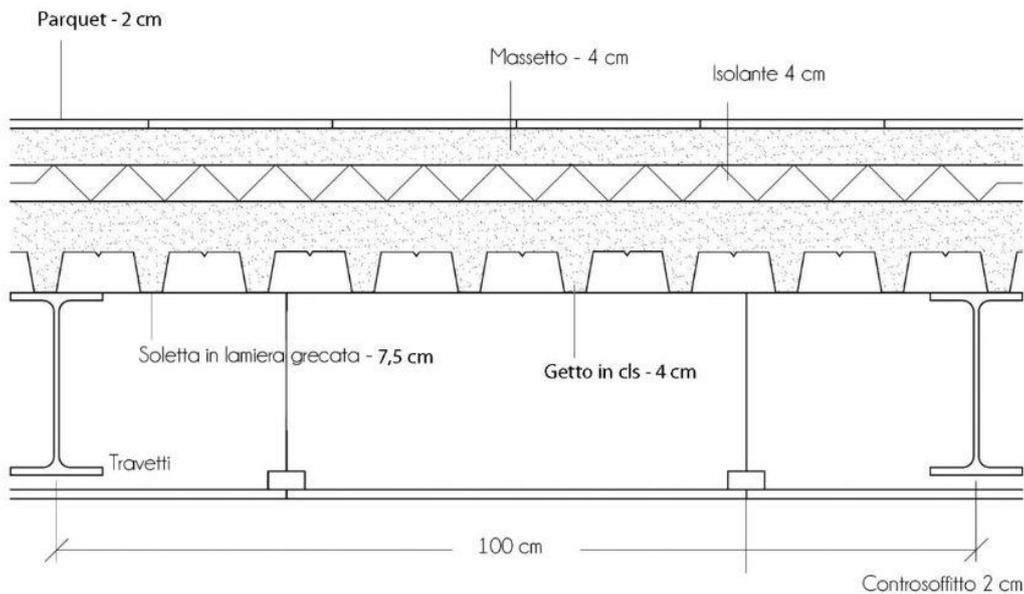
$$q_p = (0,006 + 0,72 + 0,15 + 0,3 + 1 + 0,5) \text{ KN/m}^2 = 2,676 \text{ KN/m}^2$$

CARICHI ACCIDENTALI (qa):

civile abitazione 2 KN/m^2

$$q_a = 2 \text{ KN/m}^2$$

ACCIAIO:



CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (qs):

Travetto IPE200 (20 cm) – peso specifico di $78,5 \text{ KN/m}^3$ - peso $[0,00284 \text{ m}^2 \times 1] \times 78,5 \text{ KN/m}^3 = 0,22 \text{ KN/m}^2$

Lamiera grecata (h 7,5 cm) - peso $0,11 \text{ KN/m}^2$

Getto in cls (4cm) - peso specifico di 25 KN/m^3 - peso 1 KN/m^2

$qs = (0,22 + 0,11+1) \text{ KN/m}^2 = 1,33 \text{ KN/m}^2$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (qp):

Isolante fibra di legno (4cm) – peso specifico di $2,11 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,0844 \text{ KN/m}^2$

Massetto (4cm) peso specifico di 25 KN/m^3 - peso 1 KN/m^2

Parquet (2cm) peso specifico di $7,5 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,15 \text{ KN/m}^2$

Controsoffitto (2cm) peso specifico di $1,3 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,26 \text{ KN/m}^2$

Incidenza tramezzi 1 KN/m^2

Incidenza impianti $0,5 \text{ KN/m}^2$

$qp = (0,0844 + 1+0,15+0,26+1+0,5) \text{ KN/m}^2 = 2,9944 \text{ KN/m}^2$

CARICHI ACCIDENTALI (qa):

civile abitazione 2 KN/m^2

$qa = 2 \text{ KN/m}^2$

COMBINAZIONE DI CARICO

Il metodo di calcolo per gli stati limite di una struttura è di tipo semiprobabilistico. Per far fronte all'aleatorietà dei carichi, si usa applicare loro dei coefficienti di sicurezza, che variano a seconda della tipologia di stato limite e di carico.

La combinazione di carico è un'espressione che somma i carichi precedentemente descritti, moltiplicati per questi coefficienti di sicurezza.

Nel dimensionamento di travi e pilastri si utilizza la combinazione allo Stato Limite Ultimo, mentre per la verifica degli oggetti viene adoperata anche quella dello Stato Limite di Esercizio, in quanto va verificato che non vi siano deformazioni o spostamenti tali da compromettere l'utilizzo della struttura.

$$\text{SLU: } \quad q_{tot} \left[\frac{kN}{m^2} \right] = \gamma_{G1} q_s + \gamma_{G2} q_p + \gamma_{Q1} q_a$$

$$\text{SLE: } \quad q_e = (G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_1) \times i$$

TRAVE

Per poter dimensionare la sezione di una trave (o di una mensola) occorre conoscere la distribuzione di carico lineare su di essa. Il carico q_u (u perché si tratta di stato limite ultimo) sulla trave, espresso in KN/m, si calcola semplicemente moltiplicando il carico del solaio per l'interasse della trave.

L'operazione deriva dal fatto che essendo il carico del solaio espresso in KN/mq, per poter ottenere il valore totale del solaio sull'area di influenza della trave basta moltiplicarlo per la superficie ($l \times i$). A quel punto per ottenere il carico sulla lunghezza della trave va fatta l'operazione inversa, ovvero va diviso ciò che si è ottenuto per la luce. Questa operazione equivale al prodotto tra il q_{solaio} iniziale e l'interasse.

Conoscendo la luce, si può calcolare il momento massimo dell'elemento. Per una trave doppiamente appoggiata il momento massimo si trova nella sezione di mezzera ed equivale a $(q_u l^2)/8$.

A questo punto i calcoli sono differenziati per i tre materiali.

LEGNO

Per poter calcolare la tensione di progetto f_d vanno individuati tre valori che sono tabellati e dipendono da diversi fattori:

- La resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k}$, dipende dalla tecnologia di legno scelta (legno massiccio o lamellare) e dalla sua classe di resistenza. In questo caso è stato scelto un legno lamellare con una bassa resistenza (dunque più duttile).
- Il coefficiente k_{mod} , che tiene conto della classe di durata del carico e della classe di servizio, ovvero della condizione climatica in cui si troverà la struttura. Si è ipotizzata una classe di servizio 1 e una durata media del carico.
- Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_m .

Una volta calcolata f_d , scegliendo un valore della base della sezione, è possibile calcolare la sua altezza minima attraverso la formula:

$$h_{min} = \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \sqrt{\frac{6}{f_d}}$$

sostituendo il valore del momento massimo ottenuto precedentemente

$$h_{min} = l \sqrt{\frac{3}{4} \frac{q_u}{b f_d}}$$

Qualora il valore di h_{min} sia decimale, va ingegnerizzato scegliendo un valore maggiore del minimo che risulti tra quelli in produzione.

interasse (m)	q_d (KN/m ²)	q_s (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)			
5.00	0.00	2.89	2.00	37.94	6.00	170.71	24.00	0.80	1.45	13.24	30.00	50.78	45.00	0.95	non verificata	trave maggiormente
5.00	0.00	2.89	2.00	38.29	6.00	172.32	24.00	0.80	1.45	13.24	35.00	47.23	50.00	1.22	verificata	sollecitata
4.00	0.00	2.89	2.00	30.73	6.00	138.29	24.00	0.80	1.45	13.24	30.00	45.70	50.00	1.05	verificata	altra trave

C.A.

Per la presenza di materiali diversi, in fase progettuale vanno scelte le resistenze caratteristiche di due componenti: l'acciaio da armatura (f_{yk}) e il calcestruzzo (f_{ck}).

A partire da queste possono essere calcolate le tensioni di progetto dell'acciaio f_{yd} , uguale a f_{yk}/γ_s , con $\gamma_s=1,15$, per gli acciai da armatura; del calcestruzzo compresso $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$, con α_{cc} , coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata uguale a 0,85, e $\gamma_c=1,50$.

A partire da questi valori è possibile calcolare l'altezza utile della sezione h_u , da cui di conseguenza l'altezza minima H_{min}

Anche nel caso del calcestruzzo, qualora l'altezza fosse decimale, andrà ingegnerizzata, portando il suo valore alla decina immediatamente successiva.

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_{yk} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/I	area (m ²)	peso unitario (KN/m)				
5,00	3,76	2,88	2,00	59,51	6,00	267,60	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	41,18	5,00	46,18	50,00	0,08	0,15	3,75	trave maggiormente sovraccaricata
4,00	3,76	2,88	2,00	47,61	6,00	214,24	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	26,83	5,00	41,83	50,00	0,07	0,15	3,75	altra trave
				52,48	6,00	236,17	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	38,67	5,00	43,67	50,00				

ACCIAIO

Nel caso della trave in acciaio, andrà scelto il tipo di acciaio da carpenteria, che avrà una sua resistenza caratteristica f_{yk} ; da lì si calcherà la tensione di progetto. A partire da questo valore e dal momento massimo, si otterrà il valore minimo del modulo di resistenza a flessione della sezione, W_x ; anche in questo caso probabilmente la sezione andrà ingegnerizzata, scegliendo il valore del modulo immediatamente superiore a quello minimo, presente sul sagomario.

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)		
6,00	1,33	2,99	2,00	55,32	8,00	442,59	275,00	261,90	1689,88	1928,00		
6,00	1,33	2,99	2,00	56,51	8,00	452,05	275,00	261,90	1726,02	1928,00	0,91	verificata

MENSOLA

Nelle mensole, una volta dimensionata la sezione (il procedimento è lo stesso della trave), va effettuata la verifica a deformabilità, controllando che l'abbassamento massimo v_{max} dell'elemento non superi 1/250 della luce.

L'abbassamento massimo è ottenuto con la formula

$$v_{max} = \frac{q_e l^4}{8 E I_x}$$

dove q_e è il carico ottenuto con la combinazione per lo stato limite di esercizio, E è il modulo elastico che dipende dal materiale, e I_x è il momento di inerzia della sezione.

Nella verifica, mentre nel caso del legno, il peso dell'elemento è trascurabile, per c.a. e acciaio ha un contributo importante e va necessariamente considerato.

LEGNO:

interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_e (kN/mq)	q_e (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_s	$f_{t,c}$	b (cm)	h_{tot} (cm)	H (cm)	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	q_e (kN/m)	v_{max} (cm)	I'_{max}	
4,00	0,34	2,89	2,00	32,47	2	64,9468	24	0,8	1,45	13,24	30	31,32	50	8000	312500	17	0,14	1477,75	SI

CLS:

$f_{t,d}$ (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_s (cm)	δ (cm)	H_{tot} (cm)	H (cm)	area (m ²)	peso (kN/m)	q_e			
450	391,30	45	25,50	0,49	2,20	30	24,55	5	29,55	50	0,15	3,75	33,49
450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	25,78	5,00	30,78	verificata			

ACCIAIO:

interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_e (kN/mq)	q_e (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_x (cm ⁴)	peso (kN/m)	q_e (kN/m)	E (N/mm ²)	v_{max} (cm)	I'_{max}	
6	1,33	2,9944	2,00	55,3236	3	248,9562	275	261,90	950,56	23134	0,65	32,5964	210000	0,679	441,598	SI

interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_e (kN/mq)	q_e (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_x (cm ⁴)	peso (kN/m)	q_e (kN/m)	E (N/mm ²)	v_{max} (cm)	I'_{max}	
6	1,33	2,9944	2,00	55,3236	3	248,9562	275	261,90	950,56	23134	0,65	32,5964	210000	0,679	441,598	SI

LEGNO:

interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_e (kN/mq)	q_e (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_s	$f_{t,c}$	b (cm)	h_{tot} (cm)	H (cm)	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	q_e (kN/m)	v_{max} (cm)	I'_{max}	
4,00	0,34	2,89	2,00	32,47	2	64,9468	24	0,8	1,45	13,24	30	31,32	50	8000	312500	17	0,14	1477,75	SI

CLS:

interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_e (kN/mq)	q_e (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_x (cm ⁴)	peso (kN/m)	q_e (kN/m)	E (N/mm ²)	v_{max} (cm)	I'_{max}	
6	1,33	2,9944	2,00	55,3236	3	248,9562	275	261,90	950,56	23134	0,65	32,5964	210000	0,679	441,598	SI

ACCIAIO:

$f_{t,d}$ (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_s (cm)	δ (cm)	H_{tot} (cm)	H (cm)	area (m ²)	peso (kN/m)	q_e	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	v_{max} (cm)	I'_{max}	
25,50	0,49	2,20	30	24,55	5	29,55	50	0,15	3,75	33,49	210000	312500	0,10	1959,31	SI
25,50	0,49	2,20	30,00	25,78	5,00	30,78	verificata								

PILASTRO

Per quanto riguarda i pilastri, le incognite che andranno trovate per il dimensionamento saranno la sezione e il momento di inerzia minimo, perché va considerata la possibilità di rottura dell'elemento per schiacciamento o la possibilità che si manifesti il fenomeno dell'instabilità.

I pilastri che andranno dimensionati saranno quelli del piano terra, che dovranno sostenere il peso di tutti i livelli sovrastanti.

La tabella Excel utilizzata è divisa in 4 o 5 sezioni per dare la possibilità di ottenere per gradi tutti i dati necessari alla risoluzione del problema del dimensionamento.

Tramite la prima fascia si calcola l'area di influenza del pilastro, moltiplicando le luci principale e secondaria.

La seconda fascia consente di trovare lo sforzo normale agente sul pilastro moltiplicando la somma dei carichi complessivi dovuti alle travi e al solaio per il numero dei piani dell'edificio. Il carico complessivo delle travi si ottiene sommando i contributi delle singole travi, a loro volta ottenuti moltiplicando il loro peso unitario per la loro lunghezza contenuta nell'area di influenza del pilastro, per il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo. Anche il calcolo del peso del solaio utilizza ovviamente i coefficienti della combinazione per lo stato limite ultimo. Il carico complessivo si otterrà moltiplicando il valore ottenuto dalla combinazione di carico per l'area di influenza.

La terza fascia permette di trovare la prima incognita: l'area minima; il procedimento è lo stesso del calcolo per travi e mensole.

Tramite la quarta fascia si ottiene il raggio di inerzia minimo dell'elemento. Si andranno ad inserire nella tabella:

- Il modulo di elasticità E;
- β , che dipende dai vincoli del pilastro;
- l, l'altezza del pilastro.

Da questi dati si calcolano la snellezza massima e il giratore di inerzia minimo

$$\lambda_{max} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{cd}}} \qquad \rho_{min} = \frac{l_0}{\lambda_{max}}$$

Per quanto riguarda gli elementi strutturali in legno e c.a., da qui è possibile calcolare la base minima della sezione, sapendo che

$$\rho_{min} = \sqrt{\frac{1}{12}} b$$

In questo modo sarà possibile trovare anche l'altezza minima e dunque calcolare l'area di design e il momento di inerzia di design.

LEGNO

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	Q _{trave}	Q _s	Q _p	Q _a	Q _{solai}	n _{piani}	N	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}
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN	Mpa			Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴
6,00	5,00	30,00	1,05	1,05	15,02	0,34	2,89	2,00	233,31	4	993	24,00	0,80	1,45	13,24	750,2	8800	1,0	3,50	80,95	4,32	14,98	30,00	25,01	30,00	900	67500

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	Q _{trave}	Q _s	Q _p	Q _a	Q _{solai}	n _{piani}	N	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}
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN	Mpa			Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴
6,00	5,00	30,00	1,05	1,05	15,02	0,34	2,89	2,00	233,31	4	993	24,00	0,80	1,45	13,24	750,2	8800	1,0	3,50	80,95	4,32	14,98	30,00	25,01	30,00	900	67500

C.A.

L _p	L _s	Area	trave _p	trave _s	Q _{trave}	Q _s	Q _p	Q _a	Q _{solai}	n _{piani}	N	f _{ck}	f _{cd}	A _{min}	b _{min}	E	β	l	λ [*]	ρ _{min}	b _{max}	b	h _{max}	h	A _{design}	I _{design}	I _{max}	V _{max}	Q _v	M _v	σ _{sup}	
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN	Mpa	Mpa	cm ²	cm	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	kN/m	kN ² /m	Mpa	
6,00	5,00	30,00	3,75	3,75	53,63	3,76	2,68	2,00	357,06	4	1643	45,0	25,5	644,2	25,4	21000	1,00	3,50	90,15	3,88	13,45	30,00	21,47	30,00	900	67500	67500	4500,00	59,51	178,53	57,93	No
6,00	5,00	30,00	3,75	3,75	53,63	3,76	2,68	2,00	357,06	4	1643	45,0	25,5	644,2	25,4	21000	1,00	3,50	90,15	3,88	13,45	30,00	21,47	50,00	1500	112500	312500	12500,00	59,51	178,53	25,23	Si

Per i pilastri in acciaio andrà trovato il momento di inerzia minimo, che permette di scegliere la sezione dal sagomario, da cui si ottiene l'area di design e il momento di inerzia di design.

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	Q _{trave}	Q _s	Q _p	Q _a	Q _{solai}	n _{piani}	N	f _{yk}	γ _m	f _{yd}	A _{min}	E	β	l	λ [*]	ρ _{min}	I _{min}	A _{design}	I _{design}	ρ _{min}	λ	profilo
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN	Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴	cm ²	cm ⁴	cm		
6,00	6,50	39,00	0,91	0,91	14,79	1,33	2,99	2,00	359,60	4	1498	275,00	1,05	261,90	57,2	210000	1,00	3,50	88,96	3,93	885	64,3	1955	5,51	63,52	HEA220

La tabella che riguarda il calcestruzzo armato ha una fascia in più perché il pilastro risulta pressoinflesso, essendo il nodo con la trave un incastro.

Va quindi operata un'ulteriore verifica, imponendo che la tensione massima non superi la resistenza di progetto

$$\sigma_{max} \leq f_{cd}$$

La tensione è ottenuta tramite la formula

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_t}{W_{max}}$$

per cui andrà indicato

- il valore del momento trasmesso dalla trave M_t, calcolato come

$$M_t = \frac{q_t L_p^2}{12}$$

con

$$q_t = (1,3 \times q_s + 1,5 \times q_p + 1,5 \times q_a)L_s$$

dove L_s è l'interasse tra le travi principali;

- il valore del modulo di resistenza a flessione

$$W_{max} = \frac{bh^2}{6}$$

La formula da utilizzare sarà

$$\frac{N}{A} + \frac{M_t}{W_{max}} \leq f_{cd}$$

Dalla tabella si può notare l'elemento verificato

L_p	L_s	Area	I_{trave_x}	I_{trave_y}	Q_{trave}	Q_x	Q_y	Q_z	Quota	η_{span}	N	f_{ck}	f_{cd}	A_{smin}	d_{min}	E	β	λ^*	ρ_{min}	d_{max}	b	d_{max}	h	A_{sprov}	I_{sprov}	I_{min}	W_{max}	q	M	σ_{max}		
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/m	kN/m	kN/m	kN		kN	Mpa	Mpa	cm ²	cm	Mpa			cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	kN/m	kN'm	Mpa		
6.00	5.00	30.00	3.75	3.75	53.63	3.76	2.68	2.00	357.06	4	1643	45.0	25.5	644.2	25.4	21000	1.00	3.50	90.15	3.88	13.45	30.00	21.47	30.00	900	67500	67500	4500.00	59.51	178.53	57.93	No
6.00	5.00	30.00	3.75	3.75	53.63	3.76	2.68	2.00	357.06	4	1643	45.0	25.5	644.2	25.4	21000	1.00	3.50	90.15	3.88	13.45	30.00	21.47	50.00	1500	112500	312500	12500.00	59.51	178.53	25.23	Si