

ESERCITAZIONE 2: DIMENSIONAMENTO DI UN TELAIO

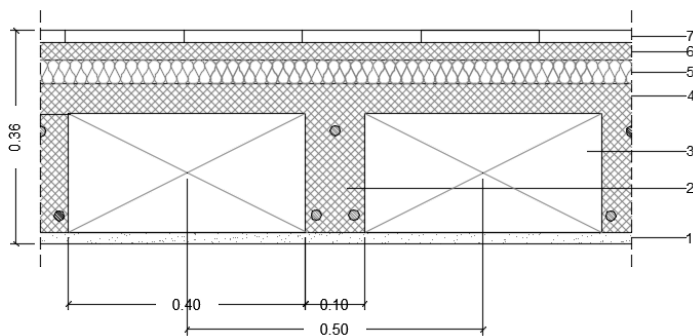
Telaio Calcestruzzo:

La struttura si sviluppa orizzontalmente tramite moduli 5m x 4m, con uno sbalzo sul lato destro di 2m x 4m e si innalza per 5 piani (Fig. 1.1)

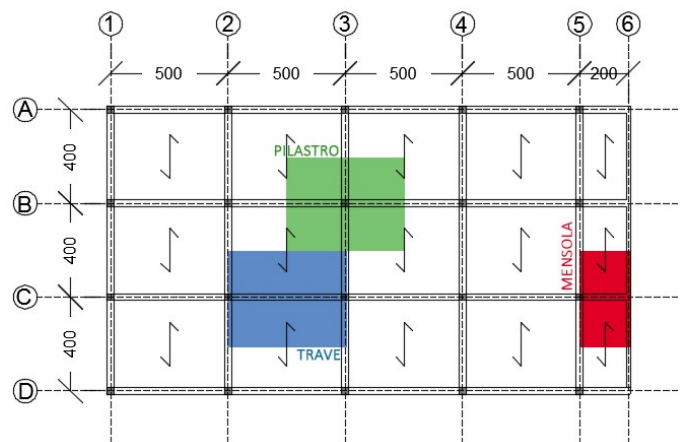
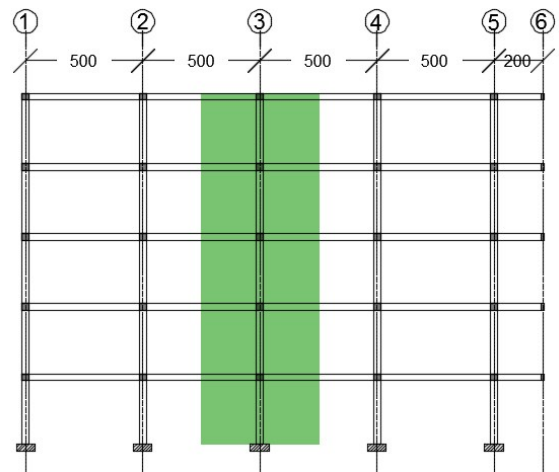
Il solaio è formato da (Fig. 1.2):

- 1 - Intonaco civile: 2,00 cm
- 2 - Travetti prefabbricati: 10,00 x 20,00 cm
- 3 - Pignatta in laterizio: 40,00 x 20,00 cm
- 4 - Caldana: 5,00 cm
- 5 - Isolante (lana di legno): 4,00 cm
- 6 - Massetto: 3,00 cm
- 7 - Parquet (legno di ciliegio): 2,00 cm

Esso deve essere in grado di supportare sovraccarichi suddivisi nelle seguenti categorie: strutturali di 4,17 kN/m², permanenti di 1,29 kN/m² e accidentali di 2,00 kN/m² (Fig. 1.3).



Stratificazione Solaio - fig. 1.2



Pianta e prospetto della struttura - fig. 1.1

SOLAIO DI LATEROCEMENTO						
Sovraccarichi Strutturali	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Pignatte	12,00	0,4	0,2	0,08	2,00	1,92
Travetti prefabbricati	25,00	0,10	0,2	0,02	2,00	1
Caldana	25,00	1,00	0,05	0,05	1,00	1,25
TOTALE						4,17
Sovraccarichi Permanenti	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Intonaco civile	20,00	1	0,02	0,02	1,00	0,4
Isolante (fibra di legno)	1,50	1,00	0,04	0,04	1,00	0,06
Massetto	23,00	1,00	0,03	0,03	1,00	0,69
Parquet in ciliegio	7	1,00	0,02	0,02	1,00	0,14
TOTALE						1,29
Sovraccarichi Accidentali	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Ambiente ad uso residenziale						2,00

Sovraccarichi del solaio - fig. 1.3

Trave:

Nel dimensionamento della trave in **calcestruzzo armato**, una volta determinato l'elemento più sollecitato e analizzati i carichi del solaio, questi sono stati moltiplicati per un coefficiente cautelativo dato da Normativa e sommati fra loro così da avere il carico allo Stato Limite Ultimo, per poi moltiplicare quest'ultimo per l'interasse rispetto alla trave analizzata così da ottenere il **carico distribuito** sull'elemento in questione:

$$q_u = (q_s \gamma_s + q_p \gamma_p + q_a \gamma_a) \times \text{interasse} \quad [\text{kN/m}]$$

$$q_u = (4,17 \times 1,5 + 1,29 \times 1,3 + 2,00 \times 1,3) \times 4,00 = 41,42 \text{ kN/m}$$

Conoscendo l'azione del carico agente sulla trave e sapendo la luce di quest'ultima, il **momento massimo** su di essa è calcolabile in questa fase di predimensionamento come quello di una trave doppiamente appoggiata:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{41,42 \times 5^2}{8} = 129,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Per procedere con il predimensionamento è stato scelto un calcestruzzo con $f_{cd} = 14,17 \frac{N}{mm^2}$ e un acciaio con $f_{yd} = 391,30 \frac{N}{mm^2}$.

Conoscendo il valore del momento massimo, si può calcolare quale sia l'**altezza utile della sezione**, avendo precedentemente ipotizzato un valore per la base dell'elemento.

$$h_u = r \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 2,54 \sqrt{\frac{129,45 \times 10^3}{b}} = 44,28 \text{ cm}$$

Questo dimensionamento fa riferimento a una grandezza r che è dipesa sia dalla resistenza del calcestruzzo, sia dal rapporto che intercorre fra questa e la sua somma con quella l'acciaio omogeneizzato.

$$r = \sqrt{\frac{2}{f_{cd}(1 - \beta)\beta}} \quad \text{con } \beta = \left(\frac{f_{cd}}{f_{cd} + \frac{f_{yd}}{n}} \right)$$

Dove n è un numero puro, ovvero 15 (coefficiente di omogeneizzazione cls – acciaio).

Avendo posto 3 cm come spessore del copriferro, l'altezza minima della trave è pari a 47,28 cm. Ovviamente l'altezza della sezione ingegnerizzata è stata portata direttamente a 50 cm. Da questo predimensionamento è così possibile anche ricavare quale sia l'**area della sezione progettata** e il suo **peso unitario** (sapendo che il peso specifico del c.a. è circa 25 kN/m³).

Tale grandezza è stata impiegata per verificare la sezione ingegnerizzata rispetto al peso proprio, andando ad aggiungere quest'ultimo ai carichi strutturali (e quindi moltiplicandolo per γ_s); la nuova altezza minima risulta essere allora 49,82 cm, e quindi minore di quella ingegnerizzata, perciò la sezione è verificata.

Dimensionamento Travi in Calcestruzzo Armato:

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)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)
4,00	4,17	1,29	2,00	41,42	5,00	129,45	450,00	391,30	25,00
				46,30	5,00	144,68	450,00	391,30	25,00

f_{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/l	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
14,17	0,35	2,54	30,00	44,28	3,00	47,28	50,00	0,09	0,15	3,75
14,17	0,35	2,54	30,00	46,82	3,00	49,82	verificata			

Tabella di sintesi - fig. 1.4

Sbalzo:

Per il dimensionamento di una **sbalzo in calcestruzzo armato**, è stata impiegata la stessa analisi dei carichi effettuata per la trave per andare a calcolare quale fosse il **momento massimo**, che in questo predimensionamento fa riferimento modello semplificato di mensola.

$$M_{max} = \frac{ql^2}{2} = \frac{41,42 * 2,00^2}{2} = kN * m$$

Avendo impiegato gli stessi materiali scelti per la trave (e quindi le stesse resistenze caratteristiche), e avendo ipotizzato anche in questo caso una base di 30,00 cm, è stata calcolata l'**altezza utile** di sezione dello sbalzo, che sommata al copriferro ha portato a un'altezza minima di 38,43 cm. La sezione è stata dapprima ingegnerizzata portandola a 40,00 cm, tuttavia, considerando il peso proprio dell'elemento per verificare la sezione, ci si è accorti che questa non era adeguata e per questo l'altezza della trave è stata portata a 45,00 cm.

Si è poi effettuata una **verifica** rispetto all'**abbassamento** dell'elemento, conoscendone sia il modulo elastico che il momento di inerzia. Si è in primo luogo calcolato il carico rispetto allo Stato Limite di Esercizio, per poi definire l'**abbassamento massimo** della mensola:

$$v_{max} = \frac{q_e l^4}{8EI_x} = 0,12 \text{ cm}$$

Si è quindi verificato che il **rapporto** fra la **luce** dell'elemento e il suo **spostamento** massimo fosse maggiore o uguale al valore imposto dalla legge (ovvero 250 in questo caso):

$$\frac{l}{v_{max}} = \frac{200}{0,12} = 1667 > 250$$

Dimensionamento Sbalzo in Calcestruzzo Armato:

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)	f _{yd} (N/mm ²)	f _{ck} (N/mm ²)	
4,00	4,17	1,29	2,00	41,42	2	82,85	450	391,30	25	
f _{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h _u (cm)	δ (cm)	H _{min} (cm)	H	H/l	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
14,17	0,35	2,54	30	35,43	3	38,43	40	0,12	3,00	3,75
q _e	E (N/mm ²)	I _x (cm ⁴)	v _{max} (cm)	l/v _{max}						
28,84	21000	160000	0,17	1165,05	Sì					

Tabella di sintesi - fig. 1.5

Pilastro:

Per poter dimensionare correttamente un pilastro è necessario individuare immediatamente il pilastro maggiormente sollecitato, calcolarne poi l'**area di influenza** e moltiplicare di conseguenza gli interassi (L_p e L_s) delle travi che poggiano tra loro.

$$A_{inf} = 4,00 \text{ m} * 5,00 \text{ m} = 20,00 \text{ m}$$

Considerato che il pilastro è maggiormente sollecitato a compressione bisogna di conseguenza dimensionarlo tramite il **calcolo della sollecitazione N_{max}** . Per far questo si necessita del carico lineare del solaio che agisce sulla trave (q_{solaio}), del peso proprio delle travi che poggiano su di esso (q_{trave}) e del numero dei piani che gravano sul pilastro.

$$N_{max} = (q_{solaio} + q_{trave}) n_{piani} = 1255 \text{ kN}$$

Trovato lo sforzo normale massimo possiamo procedere con il **predimensionamento della sezione** scegliendo la tipologia di calcestruzzo da utilizzare:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0,85 * \left(\frac{f_{ck}}{1,5} \right) = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{N_{max} * 10}{f_{cd}} \text{ cm}^2 = 885,9 \text{ cm}^2$$

Considerando i seguenti valori:

- E = modulo elastico = 21000 MPa

- l = altezza del pilastro = 3,00 m

- β = coefficiente di vincolo = 2 (incastro)

Per far fronte al problema dell'instabilità, il progetto del pilastro fa riferimento alla snellezza dell'elemento al fine di determinare le dimensioni geometriche che ne garantiscano una giusta risposta. Si calcola perciò la **snellezza (λ)** del pilastro facendo riferimento sia al modulo elastico dell'acciaio che alla resistenza del calcestruzzo.

$$\lambda = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_{cd}}} = 120,96$$

Calcolando poi suo **raggio minimo di inerzia (ρ_{min})**, si è potuto definire una **base minima (b_{min})**, che è stata poi ingegnerizzata con una dimensione di 30,00 cm (in riferimento alla base della trave) e, di conseguenza, è stata calcolata l'**altezza minima (h_{min})**. L'altezza minima è stata quindi a sua volta ingegnerizzata portandola a 30,00 cm :

$$\rho_{min} = \frac{(\beta * l) 100}{\lambda} = 4,96 \text{ cm}$$

$$b_{min} = \rho_{min} * \sqrt{12} = 17,18 \text{ cm}$$

$$b_{design} = 30,00 \text{ cm}$$

$$h_{min} = \frac{A_{min}}{b} = 29,53 \text{ cm}$$

$$h_{design} = 30,00 \text{ cm}$$

Bisogna poi effettuare una **verifica** rispetto alla **presso-flessione**, ovvero bisogna verificare che la tensione massima sia minore della resistenza di progetto ($\sigma_{max} \leq f_{cd}$):

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_t}{W_{max}} = 29,29 \text{ MPa}$$

Si fa riferimento che la trave trasmette al pilastro e al modulo di resistenza a flessione massimo per sezioni rettangolari. La tensione massima calcolata supera la resistenza di progetto, per cui si è tornati sulle dimensioni del pilastro e si è deciso di aumentarne l'altezza (portandola a 50,00 cm); così facendo il valore della tensione massima è diminuito ed è tornato al di sotto della resistenza di progetto.

$$h_{design} = 50,00 \text{ cm}$$

$$\sigma_{max} = 13,89 \text{ MPa} < 14,17 \text{ MPa}$$

Dimensionamento Pilastro in Calcestruzzo Armato:

L_p	L_s	Area	trave _p	trave _s	q_{trave}	q_s	q_p	q_a	q_{solaio}	n_{piani}	N	f_{ck}	f_{cd}	A_{min}	b_{min}
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN	Mpa	Mpa	cm ²	cm

4,00	5,00	20,00	3,75	3,75	43,88	4,17	1,29	2,00	207,12	5	1255	25,0	14,2	885,9	29,8
------	------	-------	------	------	-------	------	------	------	--------	---	------	------	------	-------	------

E	β	l	λ^*	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}	I_{design}	I_{max}	W_{max}
Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³

21000	2,00	3,00	120,96	4,96	17,18	30,00	29,53	50,00	1500	112500	312500	12500,00
-------	------	------	--------	------	-------	-------	-------	-------	------	--------	--------	----------

q_t	M_t	σ_{max}
kN/m	kN*m	Mpa

51,78	69,04	13,89
-------	-------	-------

Si

Tabella di sintesi - fig. 1.5

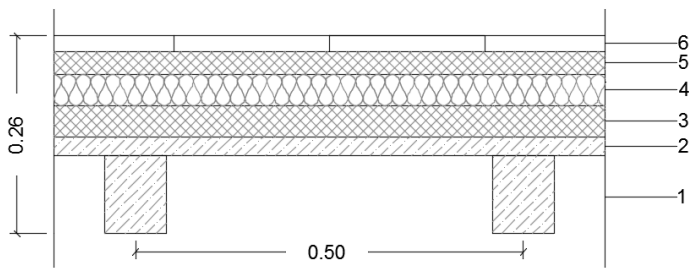
Telaio in Legno:

Il struttura si sviluppa orizzontalmente tramite moduli 5m x 4m, con uno sbalzo sul lato destro di 2m x 4m e si innalza per 5 piani (Fig. 2.1)

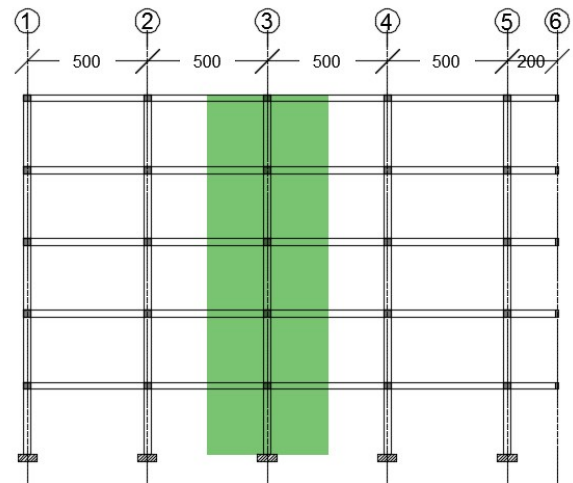
Il solaio è formato da (Fig. 2.2):

- 1 - Travetti in legno: 100 x 80 mm
- 2 - Tavolato in legno: 250 mm
- 3 - Caldana: 40 mm
- 4 - Isolante (lana di legno): 40 mm
- 5 - Massetto: 30 mm
- 6 - Parquet (legno di ciliegio): 20 mm

Esso deve essere in grado di supportare sovraccarichi suddivisi nelle seguenti categorie: strutturali di 1,21 kN/m², permanenti di 0,89 kN/m² e accidentali di 2,00 kN/m² (Fig. 2.3).



Stratificazione Solaio - fig. 2.2



Pianta e prospetto della struttura - fig. 2.1

SOLAIO DI LEGNO						
Sovraccarichi Strutturali	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Travetti in legno	5,00	0,08	0,1	0,008	2,00	0,08
Tavolato di legno	5,00	1,00	0,025	0,025	1,00	0,125
Caldana	25,00	1,00	0,04	0,04	1,00	1
TOTALE						1,21
Sovraccarichi Permanenti	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Isolante (fibra di legno)	1,50	1,00	0,04	0,04	1,00	0,06
Massetto	23,00	1,00	0,03	0,03	1,00	0,69
Parquet in ciliegio	7	1,00	0,02	0,02	1,00	0,14
TOTALE						0,89
Sovraccarichi Accidentali	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Ambiente ad uso residenziale						2,00

Sovraccarichi del solaio - fig. 2.3

Trave:

Nel dimensionamento di una trave in **legno** il procedimento iniziale di analisi dei carichi e determinazione del momento massimo avviene in modo analogo al cls (essendo ovviamente una tecnologia più leggera, i valori dei carichi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono minori rispetto a quelli del calcestruzzo armato, mentre i sovraccarichi accidentali permangono poiché la destinazione d'uso è la medesima).

In questo caso si è presa in considerazione la **resistenza a flessione caratteristica** del legno lamellare di classe **GL 24c**, avente $f_{m,k} = 24,00 \frac{N}{mm^2}$. Nel determinare il valore di design in questo caso si fa riferimento anche alla classe di durata di carico della struttura, che si suppone sia permanente, per cui si ha una resistenza di progetto così calcolata:

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} k_{mod}}{\gamma_m} = \frac{24 * 0,80}{1,45} = 13,24 \frac{N}{mm^2}$$

Data allora in ipotesi la base della trave di legno lamellare, se ne può calcolare l'**altezza minima**:

$$h_{min} = \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} * \sqrt{\frac{6}{f_d}} = \sqrt{\frac{73,77 * 1000}{30}} * \sqrt{\frac{6}{13,24}} = 33,38 \text{ cm}$$

La sezione è stata a questo punto ingegnerizzata e portata a altezza 35,00 cm. Il passaggio di verifica rispetto al peso proprio non è stato effettuato nel caso di legno e acciaio in quanto gli elementi progettati in tali materiali sono solitamente più leggeri e poco influenti rispetto al dimensionamento.

Dimensionamento Travi in Legno:

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)
4,00	1,21	0,89	2,00	23,61	5,00	73,77
$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)
24,00	0,80	1,45	13,24	30,00	33,38	35,00

Tabella di sintesi - fig. 2.4

Sbalzo:

Per il dimensionamento di uno **sbalzo in legno**, si è proceduto in modo analogo a quanto fatto per il calcestruzzo, considerando i carichi relativi al solaio in legno e calcolando il **momento massimo** agente sull'elemento, così da ottenere un'**altezza minima** (partendo da una base in ipotesi) che è stata successivamente ingegnerizzata ($b = H = 30,00$ cm). In questo caso, come accaduto per la trave, non è stata fatta una verifica rispetto al peso proprio in quanto il suo contributo risulta poco influente. Una volta progettata la sezione, si è proceduto alla **verifica dell'abbassamento** della trave come si è fatto per il calcestruzzo, la quale ha dato esito positivo.

Dimensionamento Sbalzo in Legno:

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)
4,00	1,21	0,89	2,00	23,632	2	47,264
$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)
24,00	0,80	1,45	13,24	30,00	26,72	30
E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	q_e (kN/m)	v_{max} (cm)	l/v_{max}		
11000	67500	12	0,33	598,79	Sì	

Tabella di sintesi - fig. 2.5

Pilastro:

Per il dimensionamento del **pilastro in legno**, il procedimento è del tutto analogo a quello del calcestruzzo (ovviamente cambiano i carichi derivanti dal differente tipo di solaio e dalle travi precedentemente progettate). Facendo riferimento allo sforzo normale ottenuto mediante l'analisi dei carichi, è possibile calcolare l'**area minima** della sezione del pilastro.

$$A_{min} = \frac{N}{f_{c0,d}} = \frac{628 * 10}{13,24} = 474,00 \text{ cm}^2$$

Trattandosi di un materiale anisotropo, il modulo elastico da considerare è quello parallelo alle fibre e quindi risulta ridotto rispetto a quello impiegato nella trave.

Per tenere conto del fenomeno dell'instabilità, anche qui si fa riferimento alla snellezza dell'elemento e al suo raggio di inerzia, così da ottenere una **base minima** pari a 24,84 cm, che è stata ingegnerizzata portandola a 30,00 cm.

A questo punto è stata calcolata l'**altezza minima** della sezione come rapporto fra l'area minima e la base progettata; il risultato è stato ingegnerizzato così come si è fatto per la base, definendo quindi h = 30,00

Dimensionamento Pilastro in Legno:

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	q _{trave}	q _s	q _p	q _a	q _{solaio}	n _{piani}	N	f _{c0,k}	k _{mod}	γ _m	f _{c0d}
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN	Mpa			Mpa
4,00	5,00	20,00	0,63	0,63	7,37	1,21	0,89	2,00	118,16	5	628	24,00	0,80	1,45	13,24

A _{min}	E,005	β	l	λ _{max}	ρ _{min}	b _{min}	b	h _{min}	h	A _{design}	l _{design}
cm ²	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴
474,0	9400	2,0	3,00	83,66	7,17	24,84	30,00	15,80	30,00	900	67500

Tabella di sintesi - fig. 2.6

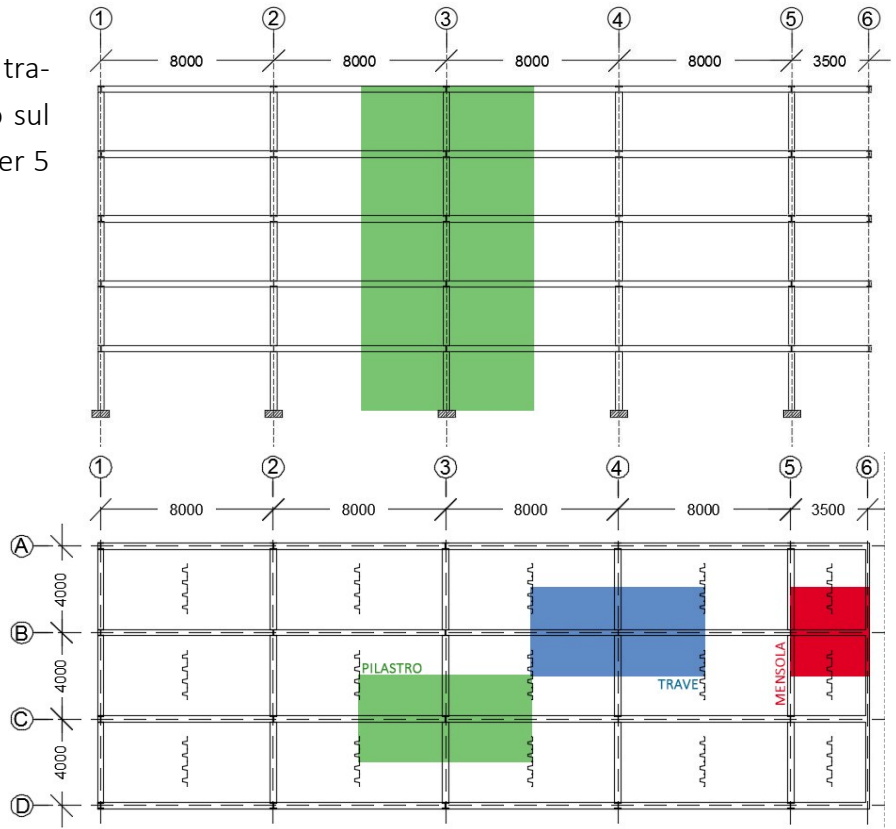
Telaio in Acciaio:

Il struttura si sviluppa orizzontalmente tramite moduli 8m x 4m, con uno sbalzo sul lato destro di 3,5m x 4m e si innalza per 5 piani (Fig. 3.1).

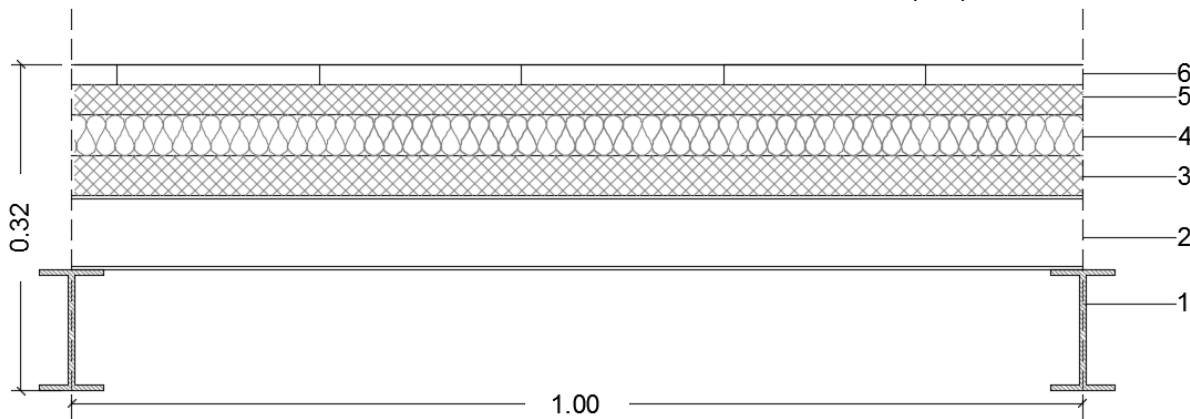
Il solaio è formato da (Fig. 3.2):

- 1 - Travetti IPE 120
- 2 - Lamiera grecata: 70 mm
- 3 - Caldana: 40 mm
- 4 - Isolante (lana di legno): 40 mm
- 5 - Massetto: 30 mm
- 6 - Parquet (legno di ciliegio): 20 mm

Il solaio deve essere in grado di supportare sovraccarichi suddivisi nelle seguenti categorie: strutturali di 2,10 kN/m², permanenti di 0,89 kN/m² e accidentali di 2,00 kN/m² (Fig.3.3)



Pianta e prospetto della struttura - fig. 3.1



Stratificazione Solaio - fig. 3.2

SOLAIO DI ACCIAIO						
Sovraccarichi Strutturali	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Lamiera Grecata 70/200	78,50	0,20	0,07	0,0015	1,00	0,12
Travetti prefabbricati IPE120	78,50	0,064	0,12	0,0013	1,00	0,10
Caldana	25,00	1,00	0,11	0,075	1,00	1,88
TOTALE						2,10
Sovraccarichi Permanenti	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Isolante (fibra di legno)	1,50	1,00	0,04	0,04	1,00	0,06
Massetto	23,00	1,00	0,03	0,03	1,00	0,69
Parquet in ciliegio	7	1,00	0,02	0,02	1,00	0,14
TOTALE						0,89
Sovraccarichi Accidentali	ρ (kN/m ³)	b (m)	h (m)	A (m ²)	n. elementi / m	q (kN/m ²)
Ambiente ad uso residenziale						2,00

Sovraccarichi del solaio - fig. 3.3

Trave:

Nel dimensionamento della trave in **acciaio** il discorso è analogo a quelli precedenti per quanto riguarda la definizione dei carichi e del momento massimo (per quanto anche qui cambi la tecnologia del solaio). Una volta scelta la classe d'acciaio avente resistenza $f_{y,k} = 275 \frac{N}{mm^2}$, e avendo trasformato quest'ultima in un valore di progetto $f_{y,d}$ secondo i coefficienti dati da Normativa, si può calcolare il **modulo di resistenza a flessione minimo** $W_{x,min}$:

$$W_{x,min} = \frac{M_{max}}{f_{y,d}} = \frac{226,08}{261,90 * 1000} = 863,21 \text{ cm}^3$$

Facendo riferimento a un sagomario (fig. 3.a), si è passati all'ingegnerizzazione della sezione scegliendo un profilo IPE con W_x maggiore rispetto a quello minimo calcolato, in questo caso una **IPE 360**.

Dimensionamento Travi in Acciaio:

Interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)
4,00	2,10	0,89	2,00	28,26	8,00

M_{max} (KN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	W_x (cm ³)
226,08	275,00	261,90	863,21	903,60

Tabella di sintesi - fig. 3.4

Sbalzo:

Per il dimensionamento dello **sbalzo in acciaio**, come per gli materiali, si è proceduto all'analisi dei carichi e al calcolo del **momento massimo** così da poter ottenere un valore minimo del **modulo di resistenza** W_x sulla base del quale effettuare l'ingegnerizzazione (si è scelta una IPE 330; fig 3.a). Come per il legno, non è stata effettuata nessuna verifica della sezione rispetto al peso proprio dell'elemento, in quanto per questi materiali solitamente il contributo del proprio carico è poco influente. È stato **verificato** successivamente che il **rapporto** fra la **luce** e l'**abbassamento massimo** della trave non superasse il valore dettato dalla Normativa (l'esito della verifica è stato positivo).

Dimensionamento Sbalzo in Acciaio:

Interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)
4,00	2,10	0,89	2,00	28,26	3,50

M_{max} (kN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,d}$ (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	I_x (cm ⁴)	peso (kN/m)	q_e (kN/m)
137,09	275	261,90	660,90	11770	0,491	16,451

E (N/mm ²)	v_{max} (cm)	l/v_{max}	
210000	1,248	280,343	Sì

Tabella di sintesi - fig. 3.5

Pilastro:

Per il dimensionamento del **pilastro in acciaio**, si è proceduto analogamente a quanto fatto per gli altri materiali, scegliendo come **classe di resistenza** del materiale la **S275** e ottenendo un primo dato rispetto all'**area minima** della sezione ($A_{\min} = 44,9 \text{ cm}^2$).

Per tenere conto del fenomeno del carico critico euleriano, come negli altri casi, si è presa in considerazione la **snellezza** del pilastro e attraverso questa si sono ottenuti dati rispetto al **raggio di inerzia minimo** e al **momento di inerzia minimo**, i quali sono stati impiegati durante l'ingegnerizzazione, prendendo un **sagomario** (fig. 3.b) di profili HEA come riferimento e andando a scegliere una sezione avente valori maggiori di queste grandezze (si è scelta una **HEA 300**).

Dimensionamento Pilastro in Acciaio:

L_1	L_2	Area	trave _p	trave _s	q_{trave}	q_s	q_p	q_a	q_{solaio}	n_{piani}	N	f_{yk}
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN	Mpa

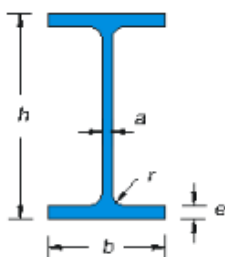
4,00	8,00	32,00	0,57	0,57	8,89	2,10	0,89	2,00	226,08	5	1175	275,00
------	------	-------	------	------	------	------	------	------	--------	---	------	--------

γ_m	f_{yd}	A_{\min}	E	β	l	λ^*	ρ_{\min}	I_{\min}	A_{design}	I_{design}	ρ_{\min}	λ
	Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴	cm ²	cm ⁴	cm	

1,05	261,90	44,9	210000	2,00	3,00	88,96	6,74	2041	112,5	18	12,74	47,10
------	--------	------	--------	------	------	-------	------	------	-------	----	-------	-------

Tabella di sintesi - fig. 3.6

Sagomario per **Trave** e **Sbalzo** in Acciaio:

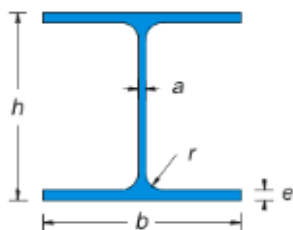


[Download \(dwg+pdf\)](#)

h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,14	8,49	20,03	3,69	3,24	1,05
100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,32	171,0	15,92	34,20	5,79	4,07	1,24
120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,21	317,8	27,67	52,96	8,65	4,90	1,45
140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,43	541,2	44,92	77,32	12,31	5,74	1,65
160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,09	869,3	68,31	108,7	16,66	6,58	1,84
180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,95	1.317	100,9	146,3	22,16	7,42	2,05
200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,48	1.943	142,4	194,3	28,47	8,26	2,24
220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,37	2.772	204,9	252,0	37,25	9,11	2,48
240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,12	3.892	283,6	324,3	47,27	9,97	2,69
270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,95	5.790	419,9	428,9	62,20	11,23	3,02
300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,81	8.356	603,8	557,1	80,50	12,46	3,35
330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,61	11.770	788,1	713,1	98,52	13,71	3,55
360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,73	16.270	1.043	903,6	122,8	14,95	3,79
400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,46	23.130	1.318	1.156	146,4	16,55	3,95
450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,82	33.740	1.676	1.500	176,4	18,48	4,12
500	200	10,2	16,0	21	90,7	115,5	48.200	2.142	1.928	214,2	20,43	4,31

Sagomario IPE—OPPO - fig. 3.a

Sagomario per **Pilastro** in Acciaio:



[Download \(dwg+pdf\)](#)

sigla HEA	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
100	100	96	5,0	8,0	12	16,7	21,24	349,2	133,8	72,76	26,76	4,06	2,51
120	120	114	5,0	8,0	12	19,9	25,34	606,2	230,9	106,3	38,48	4,89	3,02
140	140	133	5,5	8,5	12	24,7	31,42	1.033	389,3	155,4	55,62	5,73	3,52
160	160	152	6,0	9,0	15	30,4	38,77	1.673	615,6	220,1	76,95	6,57	3,98
180	180	171	6,0	9,5	15	35,5	45,25	2.510	924,6	293,6	102,7	7,45	4,52
200	200	190	6,5	10,0	18	42,3	53,83	3.692	1.326	388,6	133,6	8,28	4,98
220	220	210	7,0	11,0	18	50,5	64,34	5.410	1.955	515,2	177,7	9,17	5,51
240	240	230	7,5	12,0	21	60,3	76,84	7.763	2.769	675,1	230,7	10,05	6,00
260	260	250	7,5	12,5	24	68,2	86,82	10.450	3.668	836,4	282,1	10,97	6,50
280	280	270	8,0	13,0	24	76,4	97,26	13.670	4.763	1.013	340,2	11,86	7,00
300	300	290	8,5	14,0	27	88,3	112,5	18.260	6.310	1.260	420,6	12,74	7,49
320	300	310	9,0	15,5	27	97,6	124,4	22.930	6.985	1.479	465,7	13,58	7,49
340	300	330	9,5	16,5	27	105,0	133,5	27.690	7.436	1.678	495,7	14,40	7,46
360	300	350	10,0	17,5	27	112,0	142,8	33.090	7.887	1.891	525,8	15,22	7,43
400	300	390	11,0	19,0	27	125,0	159,0	45.070	8.564	2.311	570,9	16,84	7,34
450	300	440	11,5	21,0	27	140,0	178,0	63.720	9.465	2.896	631,0	18,92	7,29
500	300	490	12,0	23,0	27	155,0	197,5	86.970	10.370	3.550	691,1	21,98	7,24

Sagomario HEA—OPPO - fig. 3.b