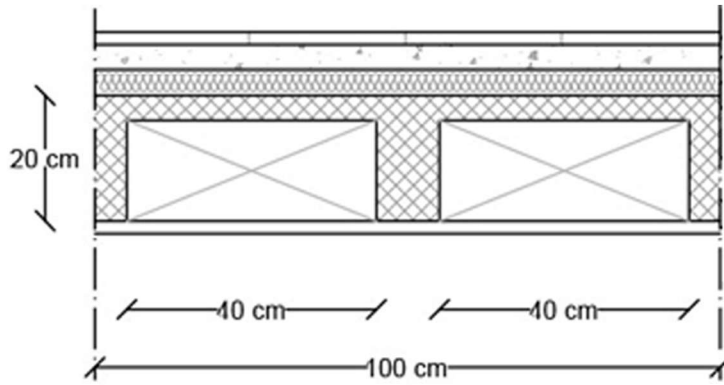


PRE-DIMENSIONAMENTO DI UN TELAIO IN CEMENTO ARMATO

Sezione del solaio preso in esame:



Pavimento sp. 2cm
Massetto sp. 4cm
Isolante sp. 4cm
Soletta sp. 4cm
Pignatta 40x16x 25cm
Travetti 16x10cm
Intonaco 2cm

Procedo con l'analisi dei carichi secondo lo SLU: $Q_{\text{solaio}} = (\gamma_s Q_s) + (\gamma_p Q_p) + (\gamma_a Q_a)$.

Considero 1mq di solaio: per calcolare il peso a mq di ogni elemento tecnologico devo conoscere le sue dimensioni e il materiale di cui è fatto, in modo tale da moltiplicare il suo peso specifico [KN/m³] per la quantità di volume di quel materiale contenuta in un metro quadrato di solaio [m³/m²].

Q_s (carichi strutturali)

- SOLETTA in cls:

Dimensioni 4 cm

Peso specifico 24 KN/m³

Volume= (0.04x1x1)m= 0.04 m³

Q_{s_Soletta}= 24 KN/m³ x 0.04 m³/m²= 0.96 KN/m²

- TRAVETTI in cls:

Dimensioni 16x10 cm

Peso specifico 24 KN/m³

Volume= (0.16x0.10)m x 1/0.5m= 0.032 m³

Q_{s_Travetti}= 24 KN/m³ x 0.032 m³/m²= 0.768 KN/m²

- PIGNATTE:

Dimensioni 40x16x25 cm

Peso specifico 6 KN/m³

Volume= (0.4x0.16)m x 1/0.5m= 0.128 m³

Q_{s_Pignatte}= 6 KN/m³ x 0.128 m³= 0.768 KN/m²

Q_p (carichi permanenti)

- PAVIMENTAZIONE

Dimensioni 2cm

Peso specifico 21 KN/m³

Volume= (0.02x1x1)m= 0.02 m³

Q_{p_Pavimentazione}= 21 KN/m³ x 0.02 m³/m²= 0.42 KN/m²

- MASSETTO

Dimensioni 4cm

Peso specifico 20 KN/m³

Volume= (0.04x1x1)m= 0.04 m³

Q_{p_Massetto}= 20 KN/m³ x 0.04 m³/m²= 0.8 KN/m²

- ISOLANTE

Dimensioni 4cm

Peso specifico 0.2 KN/m³

Volume= (0.04x1x1)m= 0.04 m³

Q_{p_Isolante}= 0.2 KN/m³ x 0.04 m³/m²= 0.008 KN/m²

- INTONACO

Dimensioni 2cm

Peso specifico 20 KN/m³

Volume= (0.02x1x1)m= 0.02 m³

Qp_Intonaco= 20 KN/m³ x 0.02 m³/m²= 0.4 KN/m²

Qp_Impianti= 0.5 KN/m²

Qp_Tramezzi= 1 KN/m²

Qa (carico accidentale)

edificio residenziale= 2KN/m²

1. PRE-DIMENSIONAMENTO TRAVE MAGGIORMENTE SOLLECITATA

Devo trovare l'altezza della trave di progetto, ipotizzando che la base sia b= 30 cm.

Apro il foglio Excel e inserisco i primi dati richiesti: i valori dell'interasse e dei carichi appena calcolati.

I carichi vengono combinato secondo lo SLU: $Q_{tot} = (\gamma_s Q_s) + (\gamma_p Q_p) + (\gamma_a Q_a)$

Moltiplicando Q_{tot} per l'interasse ottengo Q_u , il carico lineare agente sulla trave espresso in KN/m.

infatti A= Area di influenza della trave= i x l= 25 mq

Trovo il carico sull'area di influenza della trave

$Q_{suA} = Q_{tot} \times i \times l = Q_{tot} \times A$

$Q_{trave} = Q_{suA}/l = Q_{tot} \times A / (A/i) = Q_{tot} \times i$

interasse (m)	q _s (KN/m ²)	q _p (KN/m ²)	q _a (KN/m ²)	q _u (KN/m)
5,00	2,50	3,13	2,00	54,68

Inserisco nella tabella anche il valore della luce. Ottengo il valore del momento massimo agente sulla trave. $M_{max} = ql^2/8$ e agisce sulla mezzera della trave poichè la sto considerando come una semplice trave doppiamente appoggiata.

Il cemento armato è un materiale non omogeneo, composto da calcestruzzo e acciaio. Nella tabella devo inserire sia la resistenza caratteristica dell'acciaio, sia quella del calcestruzzo e ricavare le loro tensioni di progetto:

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio)

$\gamma_s = 1.15$ (coeff. parziale di sicurezza per acciai di armatura)

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (tensione di progetto)

$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica del cls a compressione)

$\gamma_c = 1.5$ (coeff. parziale di sicurezza per cls)

$\alpha_{cc} = 0.85$ (coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata)

$f_{cd} = (f_{ck}/\gamma_c) \times \alpha_{cc}$ (tensione di progetto)

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)
5,00	170,89	450,00	391,30	45,00	25,50

Avendo i valori r e beta derivanti dall'omogeneizzazione della sezione e introducendo il valore di b ipotizzata, calcolo l'altezza utile della sezione h_u (distanza dal filo più compresso di cls fino all'armatura tesa). Arrivo all'altezza minima della sezione H_{min} scegliendo, infine, il valore delta, ossia il copriferro (distanza tra il baricentro dell'armatura e il filo di cls teso). $H_{min} = h_u + \delta$

β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H
0,49	2,20	30,00	32,90	5,00	37,90	40,00

Ho scelto l'altezza della sezione prendendo la decina superiore rispetto all' H_{min} : $H= 40\text{cm}$; $b= 30\text{cm}$
 Per il calcestruzzo devo verificare anche che la trave riesca a portare il peso proprio oltre che quello del solaio. Aggiungendo questo valore vengono ricalcolati i vari parametri e ottengo un nuovo valore di $H_{min}= 39.05 < H$ VERIFICATA

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)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H
54,68	5,00	170,89	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	32,90	5,00	37,90	40,00
58,58	5,00	183,08	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	34,05	5,00	39,05	verificata

2. PRE-DIMENSIONAMENTO MENSOLA MAGGIORMENTE SOLLECITATA

La tabella che abbiamo a disposizione ci richiede le stesse costanti usate precedentemente, e cioè l'interasse, q_s , q_p , q_a e allo stesso modo calcolo Q_{tot} secondo lo SLU. Aggiungo la luce dell'aggetto $l= 2.5\text{m}$. Allo stesso modo calcolo le tensioni di progetto.

Ottingo il valore del momento massimo agente sulla trave. $M_{max} = ql^2/2$ e agisce nella sezione d'incastro della trave poichè la sto considerando come una semplice mensola.

Allo stesso modo ottengo $H_{min} = h_u + \delta$

interasse (m)	q_s (kN/mq)	q_p (kN/mq)	q_a (kN/mq)	q_u (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)
5	2,50	3,13	2,00	54,71	2,5	170,97
				58,61	2,50	183,16

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	30	32,90	5	37,90	40
450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	34,06	5,00	39,06	verificata

Dopo aver dimensionato la mensola procedo con la verifica a deformabilità, controllando l'abbassamento massimo dell'elemento strutturale in rapporto alla sua luce.

Questa operazione si effettua secondo lo stato limite d'esercizio (SLE). I carichi sono ricombinati secondo la seguente equazione $q_e = ((q_s + q_p + \psi_{11} \times q_a) \times i) + P = 36.14 \text{ KN/m}$.

Inserendo il valore del modulo elastico E il foglio Excel calcola il valore del momento d'inerzia I_x e il valore dell'abbassamento massimo v_{max}

$$I_x = (b \times H^3) / 12$$

$$v_{max} = qel^4 / (8EI_x)$$

Infine verifico che il rapporto tra la luce e l'abbassamento sia maggiore di 250 come richiede la normativa. $l/v_{max} = 476.02 > 250$ VERIFICATO

area (m ²)	peso (kN/m)	q_e	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	v_{max} (cm)	l/v_{max}
0,12	3,00	36,14	21000	160000	0,53	476,02

3. PRE-DIMENSIONAMENTO PILASTRO MAGGIORMENTE SOLLECITATO

Il pilastro più sollecitato è sicuramente uno di quelli al piano terra, poichè portano tutto il peso dei piani superiori. Devo individuare il carico agente sul pilastro.

Inserisco la lunghezza delle travi che poggiano su di esso e trovo la sua area di influenza.

Inserisco il peso proprio delle travi che si poggiano in testa al pilastro, il carico dovuto al solaio e il numero di piani dell'edificio.

$$\text{trave}_p = \text{trave}_s = 3 \text{ KN/m}$$

$$Q_{trave} = ((\text{trave}_p \times L_1) + (\text{trave}_s \times L_2)) \times \gamma_s$$

Inserisco i valori di q_s , q_p , q_a e posso calcolare il Q_{tot} secondo lo SLU. Lo moltiplico per l'Area di influenza e ottengo $Q_{solaio} = Q_{tot} \times A = (1.3 \times q_s + 1.5 \times q_p + 1.5 \times q_a) \times A$

Inserisco il numero dei piani.

Ottingo lo sforzo normale $N = ((q_{trave} + q_{solaio}) \times nr.piani)$ agente sul pilastro considerando il modello semplice della pilastrata.

L_p	L_s	Area
m	m	m ²
5,00	5,00	25,00

D	E	F	G	H	I	J	K	L
trave _p	trave _s	q _{trave}	q _s	q _p	q _a	q _{solaio}	n _{piani}	N
kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
3,00	3,00	39,00	2,50	3,13	2,00	273,55	4	1250

Continuo con il calcolo della tensione di progetto del cls e dell'area minima necessaria affinché il materiale non entri in crisi.

$$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza caratteristica del cls a compressione)}$$

$$f_{cd} = (f_{ck} / \gamma_c) \times \alpha_{cc} \text{ (tensione di progetto)}$$

$$A_{min} = N / f_{cd}$$

f_{ck}	f_{cd}	A_{min}
Mpa	Mpa	cm ²
45,0	25,5	490,3

Inserisco il valore del modulo elastico E, del valore beta dovuto alle condizioni di vincolo, del valore l che in questo caso è l'altezza del pilastro.

Ottingo il massimo valore di snellezza lamda e il raggio minimo d'inerzia rho.

Conoscendo rho posso risalire a una delle due dimensioni del pilastro:

$$b_{min} = 2 \times 1.7320 \times \rho_{min} \text{ (valore minimo da sovradimensionare)}$$

$$\text{da cui } h_{min} = A_{min} / b \text{ (valore minimo da sovradimensionare)}$$

Questi risultati vanno ingegnerizzati in b_{design} e h_{design} .

Il pilastro si presenta come asta incastrata ed è soggetto, quindi, a PRESSO-FLESSIONE.

Il pilastro si presenta come asta incastrata ed è soggetto, quindi, a PRESSO-FLESSIONE.

Come inserisco la flessione nel pre-dimensionamento?

$$A_{min} = (N / (f_d / 2))$$

A_{min}	b_{min}	E	β	l	λ^*	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}	I_{design}	I_{max}	W_{max}	q_t	M_t	σ_{max}	
cm ²	cm	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	kN/m	kN*m	Mpa	
490,4	22,1	21000	1,00	3,00	90,15	3,33	11,53	30,00	16,35	40,00	1200	90000	160000	8000,00	54,73	114,01	24,67	Si
980,8	31,3	21000	2,00	3,00	90,15	6,66	23,05	30,00	32,69	40,00	1200	90000	160000	8000,00	54,73	114,01	24,67	Si

$A_{design} > A_{min}$ quindi le dimensioni scelte per il pilastro risultano VERIFICATE.