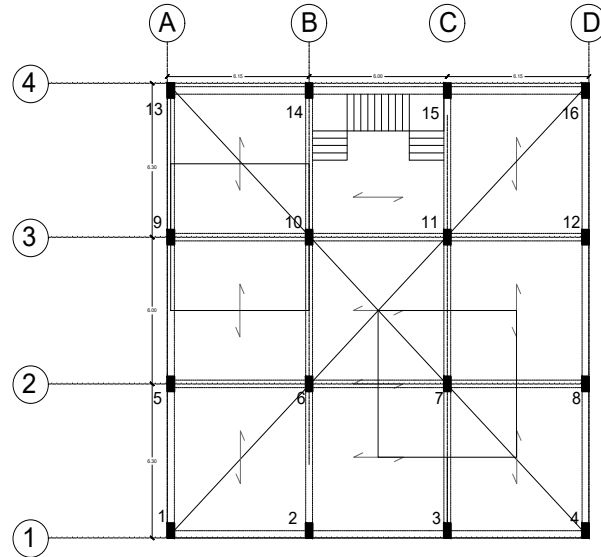


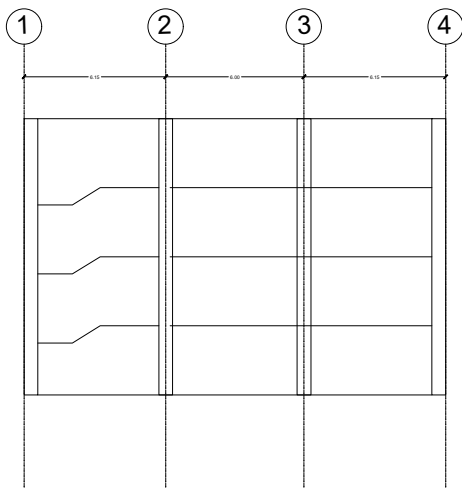
**MARIA GIULIA DELLI COLLI**

**TERZA ESERCITAZIONE**

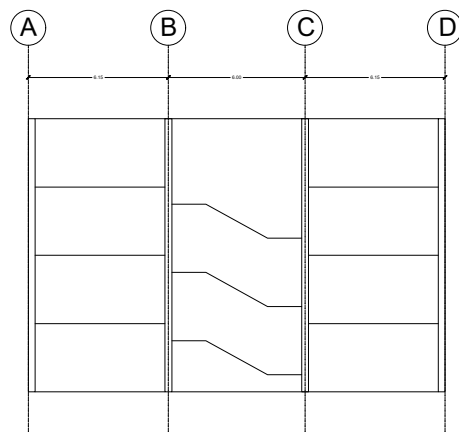
L'edificio di 4 piani presenta una struttura in cls.



**TELAIO B**



**TELAIO 4**



## Predimensionamento della trave.

Individuata la trave maggiormente sollecitata si mette in evidenza la sua area di influenza e la misura dell'interasse.

Interasse 6 m.

Si procede con l'analisi dei carichi. Si determinano così  $q_s, q_p$  e  $q_a$  in kN/m<sup>2</sup>.

ANALISI DEI CARICHI							
Piano intermedio							
CARICO	ELEMENTO	H (m)	b (m)	N elementi/m	P (kN/mc) (Tab 3.1 I)	TOT parziale ( kN/mq)	TOT carico (KN/mq)
Q <sub>s</sub>	Travetti ( Cemento armato)	0.2	0.1	2	25	1.20	4.21
	Caldana ( Cemento armato)	0.05	1	1	25	1.25	
	Pignatte (Laterizio)	0.2	0.4	2	11	1.76	
Q <sub>p</sub>	Pavimento (Legno)	0.01	1	1	7.06	0.07	3.03
	Massetto (LecaMix)	0.06	1	1	11.77	0.71	
	Sottofondo alleggerito (LecaCem)	0.06	1	1	5.88	0.35	
	Intonaco	0.02	1	1	20	0.40	
	Tramezzi					1	
	Impianti					0.5	
Q <sub>a</sub>	Categoria B.2 (Tab 3.1 II)					3	3

Si considera l'incidenza a metro quadrato di 1kN/m<sup>2</sup> per i tramezzi e di 0,5 kN/m<sup>2</sup> per gli impianti.

Si considera  $q_a$  pari a 3 kN/m<sup>2</sup>, uffici aperti al pubblico Categoria B2.

Vento, sisma, neve, etc non vengono presi in considerazione per questa esercitazione.

La combinazione di carico è la seguente:

$$q_{tot} \left[ \frac{kN}{m^2} \right] = \gamma_{G1} q_s + \gamma_{G2} q_p + \gamma_{Q1} q_a \quad [1]$$

L'area di influenza della trave è pari a :

$$A = i \times l$$

Il carico lineare incidente sulla trave :

$$q_{trave} = q_{tot} / l$$

$$q_{tot} = q_{solaio} \times A$$

Allora la densità di carico agente ( $q_u$ ) sulla trave è la formula [1] x i.

Il valore che si ottiene è di 87.11 kN/m.

Il momento agente sulla trave ( modello di trave doppiamente appoggiata) si calcola :

$$M_{max} = (q_u \times l^2) / 8$$

ed è pari a : 391.99 kN m.

Si scelgono le classi di resistenza dei materiali.

Classe di resistenza del calcestruzzo C45/55.

Classe di resistenza dell'acciaio 450 MPa.

E' ora possibile determinare l'altezza utile della sezione e poi l'altezza minima (Hmin) della sezione comprensiva di delta ( tra baricentro dell'armatura e il filo del calcestruzzo teso).

Si utilizzano le seguenti formule:

$$h_u = r \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \quad [2]$$

$$r = \sqrt{\frac{2}{f_{cd} \left(1 - \frac{\beta}{3}\right) \beta}} \quad e \quad \beta = \left(\frac{f_{cd}}{f_{cd} + \frac{f_{yd}}{n}}\right)$$

Come base si considera 3 cm e delta 5 cm.

L'altezza della trave che si ottiene è di 60 cm, altezza ingegnerizzata.

Conoscendo il peso specifico del cls (25 kN/m<sup>3</sup>) è possibile determinare il peso proprio della trave che è in kN/m.

E' importante conoscerlo per capire se la trave è in grado di portare i pesi prima elencati e il proprio peso.

Il valore ottenuto è di 4.50 kN/m. questo valore viene moltiplicato per 1,3 e si aggiunge a qu.

Se il nuovo Hmin è minore di H la sezione è verificata.

TABELLA I. Predimensionamento travi.

interasse (m)	q <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	luce (m)	M <sub>max</sub> (kN*m)	f <sub>td</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>td</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>td</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>td</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>u</sub> (cm)	δ (cm)	H <sub>min</sub> (cm)	H	H/I	area (m <sup>2</sup> )	peso unitario (kN/m)
6.00	4.21	3.03	3.00	87.11	6.00	391.99	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	30.00	49.82	5.00	54.82	60.00	0.09	0.18	4.50
				92.96	6.00	416.31	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	30.00	51.47	5.00	56.47	verificata			
3.00	4.21	3.03	3.00	43.55	3.15	54.02	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	30.00	19.50	5.00	23.50	45.00	0.14	0.14	3.38
				47.94	3.15	59.46	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	30.00	19.40	5.00	24.40	verificata			
3.00	4.21	3.03	3.00	43.55	6.00	195.99	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	30.00	35.23	5.00	40.23	45.00	0.08	0.14	3.38
				47.94	6.00	215.74	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	30.00	36.96	5.00	41.96	verificata			

### Dimensionamento di una sezione soggetta a compressione.

Oltre alla rottura del materiale potrebbero verificarsi fenomeni di instabilità euleriana.

Definiamo due grandezze che riguardano la sezione: area e momento di inerzia.

Uguagliando la tensione massima sulla sezione alla resistenza di progetto del materiale si ottiene l'area minima della sezione.

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

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

Mettendo in relazione la tensione normale massima all'interno dell'elemento strutturale e la tensione critica dell'elemento strutturale medesimo, si ottiene il momento di inerzia minimo.

$$N_{critico} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{(\beta l)^2}$$

Forza di compressione il cui valore porta ad innescare il fenomeno di instabilità laterale.

Con  $l_0 = B \times l$ ;  $I_{min} = A \times \text{raggio minimo di inerzia}^2$ ;  $\lambda$  (snellezza dell'asta) =  $l_0 / \text{raggio minimo di inerzia}$ .

$$N_{critico} = \frac{\pi^2 E A}{\lambda^2} \quad \sigma_{critico} = \frac{N_{critico}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Quindi :

$$f_{cd} = \sigma_{critico}$$

si sta progettando in modo tale che quando il materiale entra in crisi per fenomeni di schiacciamento si verifica contemporaneamente il fenomeno dell'instabilità.

Considerando invece :

$$f_{cd} < \sigma_{critico}$$

la tensione all'interno del materiale raggiungerebbe per prima la resistenza a schiacciamento del materiale innescandone la rottura. E quindi quella consigliata come relazione.

Per sezioni rettangolari :

$$\rho_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} = \sqrt{\frac{b^3 h}{12} \frac{1}{b h}} = \sqrt{\frac{1}{12}} b$$

Il pilastro più sollecitato è quello al piano terra, con area di influenza 6m x 6m.

Lo sforzo normale N di compressione dipende dal carico dovuto al peso proprio delle travi che si poggiano in testa al pilastro, dal carico dovuto al solaio e dal numero di piani dell'edificio.

Carico dovuto al peso proprio delle travi gravanti sul pilastro: peso unitario travi x la loro lunghezza contenuta nell'area di influenza x 1,3.

Carico dovuto al solaio: combinazione stato limite ultimo x area di influenza.

$$N = (q_{trave} + q_{solaio}) \times n \text{ piani}$$

Si ricava A min, che per il piano terra risulta 930cm<sup>2</sup>.

Si trova il valore di  $\lambda_{max} = P_{ix} \text{ radice di } E/f_{cd}$ .

Il raggio di inerzia minimo =  $I_0/\lambda_{max}$  consente poi di trovare la base minima della sezione.

Il raggio di inerzia minimo =  $(1/12)^{1/2} \times b$

La base si porta poi a 30 cm.

L'altezza della sezione si trova:

$$h = A/b$$

Una volta ingegnerizzata h si trova l'area di design e il momento di inerzia di design.

Il nodo trave pilastro essendo realizzato con un incastro, trasmette momento, sottoponendo il pilastro a presso-flessione.

Per verificare il pilastro a presso flessione si deve imporre che la tensione max sia minore della resistenza di progetto.

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

Il momento in testa del pilastro è equivalente al valore del momento nell'estremo della trave e viene calcolato:

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

Con

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

Il modulo di resistenza a flessione per sezioni rettangolari è :

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

TABELLA II. Predimensionamento pilastri.

$L_2$	$L_3$	Area	$I_{brv1}$	$I_{brv2}$	$Q_{max}$	$Q_s$	$Q_p$	$Q_d$	$Q_{tot}$	$P_{max}$	N	$f_{ck}$	$f_{ct}$	$A_{norm}$	$b_{norm}$	E	$\beta$	l	$\lambda^*$	$P_{max}$	$b_{norm}$	b	$P_{max}$	h	$A_{norm}$	$I_{brv}$	$I_{max}$	$W_{norm}$	q	M	$\sigma_{max}$	
m	m	m <sup>2</sup>	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN	kN	kN	Mpa	Mpa	cm <sup>2</sup>	cm	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	kN/m	kN/m	Mpa	
6.00	6.00	36.00	4.50	4.50	70.20	4.21	3.03	3.00	522.65	4	2371	45.0	25.5	930.0	30.5	36283	1.00	3.00	####	2.53	8.77	30.00	31.00	65.00	1950	146250	686563	21125.00	87.11	261.32	24.53	SI
6.00	6.00	36.00	4.50	4.50	70.20	4.21	3.03	3.00	522.65	3	1779	45.0	25.5	697.5	26.4	36283	1.00	3.00	####	2.53	8.77	30.00	23.25	60.00	1800	135000	540000	18000.00	87.11	261.32	24.40	SI
6.00	6.00	36.00	4.50	4.50	70.20	4.21	3.03	3.00	522.65	2	1186	45.0	25.5	465.0	21.6	36283	1.00	3.00	####	2.53	8.77	30.00	15.50	55.00	1650	123750	415938	15125.00	87.11	261.32	24.46	SI
6.00	6.00	36.00	4.50	4.50	70.20	4.21	1.45	0.50	302.33	1	373	45.0	25.5	146.1	12.1	36283	1.00	3.00	####	2.53	8.77	30.00	4.87	40.00	1200	90000	160000	8000.00	50.39	151.16	22.00	SI

Immagini relative al modello su SAP.

