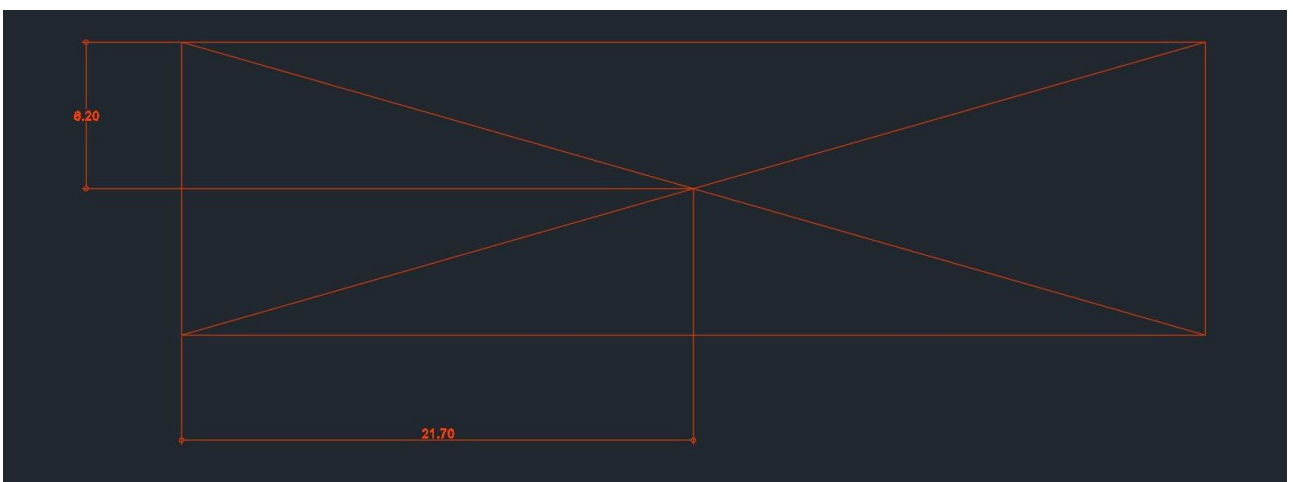
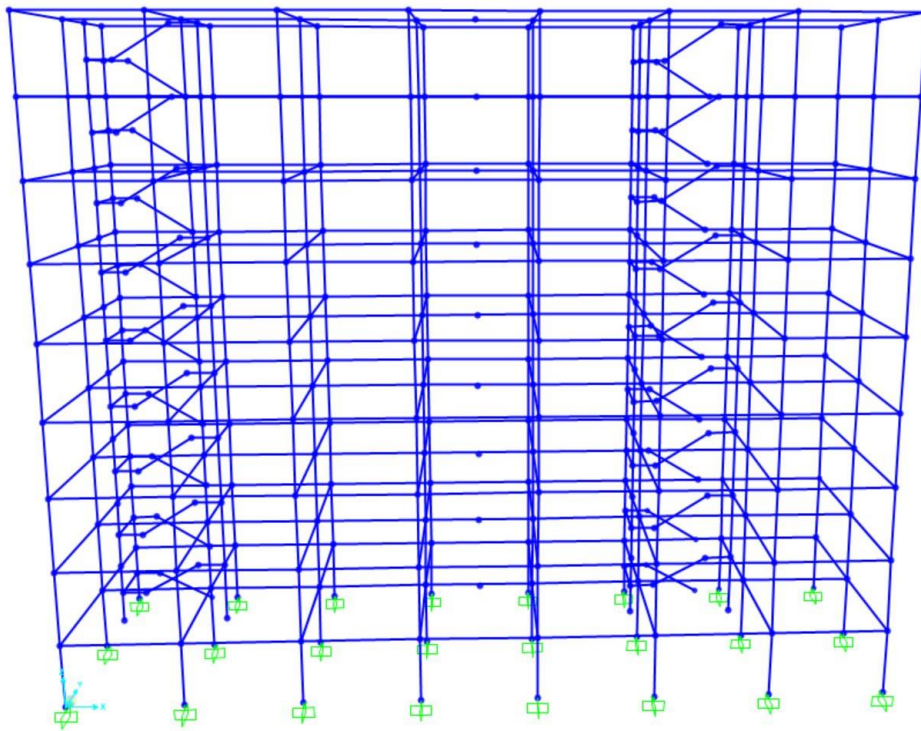


### ESERCITAZIONE 3

Giuliana Nardi

1. Considero un edificio compatto in pianta e in altezza in cls armato
2. L'obiettivo è dimensionare e verificare le sezioni di travi e pilastri e individuare gli effetti dei carichi verticali (SLU) e di quelli sismici, assegnati nel baricentro di ogni piano, sia lungo l'asse x che lungo l'asse y.



3. Individuata la geometria dell'edificio e le coordinate del baricentro procedo ad analizzare i carichi agenti sulla st

## ANALISI CARICHI VERTICALI

① Q<sub>s</sub>: soletta, traveetti, pignatte

soletta → h = 0,05 m

$$P_{so} = V_s \cdot \gamma_{cas} = 0,05 \frac{m^3}{m^2} \times 25 \frac{kN}{m^3} = 1,25 \frac{kN}{m^2}$$

TRAVETTI: h 18 cm

$$P_{tr} = V_t \cdot \gamma_{cas} = 0,036 \times 25 = 0,9 \frac{kN}{m^2}$$

NOTA: il volume è dato dall'area × lunghezza dei traveetti moltiplicato per il n° di traveetti in 1 m<sup>2</sup> di soletta

→ n° traveetti =  $\frac{1[m]}{\text{interasse}[m]}$  ⇒ in questo caso  $\frac{1,00 m}{0,50 m} = 2$

PIGNATTE: 18 × 40 cm → anche per avere il numero:  $\frac{1}{i}$

$$P_{pign} = 0,144 \times 16 \frac{kN}{m^2} = 2,3 \frac{kN}{m^2}$$

INTONACO h: 0,02 m

$$P_{int} = 0,02 \times 18 \frac{kN}{m^3} = 0,36 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_s = 1,25 + 0,9 + 2,3 + 0,36 = 4,81 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_p = \underbrace{0,5}_{\text{IMPIANTI}} + \underbrace{0,015}_{\text{M. OBIETTE}} + \underbrace{0,3}_{\text{CONTROS. TRAVETTI}} + 1 = 1,81 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_a = 2 \frac{kN}{m^2} \text{ (OFFICIA)}$$

- Devo ora quindi dimensionare le travi (soggette a flessione) e i pilastri (soggetti a compressione).
- Individuo l'area di influenza della trave maggiormente sollecitata, indicando l'interasse. Questo valore, moltiplicato per il carico  $q_u$  (in  $kn/m^2$ ) mi darà il valore del carico in  $kn/m$  che sarà quello agente sulla trave.
- Per semplificare, considero il momento quello di una trave doppiamente appoggiata ( $ql^2/8$ ) – modello isostatico, anche se sarebbe più corretto e realistico utilizzare quello di una trave doppiamente incastrata ( $ql^2/24$ ) tenendo però in conto che nella realtà tra trave e pilastro non c'è un incastro ma un nodo rigido che trasmette il momento (e trasmettendolo al pilastro, lo sottopone a pressoflessione).
- Scelgo poi le resistenze caratteristiche del cls (in questo caso 40 Mpa) e dell'acciaio delle armature (in questo caso 450 Mpa). Da qui posso ottenere le resistenze di progetto per entrambi i materiali:  
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma$  (gamma è coefficiente di sicurezza =1,15)  
 $f_{cd}=(\alpha) f_{ck}/\gamma$  (ove alpha è il coeff riduttivo per resistenze di lunga durata=0,85 e gamma è coefficiente di sicurezza =1,5)
- Dai valori della tensione di progetto ottengo l'altezza utile della sezione (attraverso r e beta) a cui, aggiungendo delta, il coprifiolo (che è la distanza tra il baricentro dell'armatura e il filo di cls teso e quindi non reagente) otterrò l'altezza minima della sezione. Dovrò quindi scegliere l'h della sezione la decina immediatamente superiore a questo valore
- Segue poi il calcolo del peso della trave. Dato importante visto l'incidenza del peso proprio nel cls.

PREDIMENSIONAMENTO TRAVI																						
interasse (m)	$q_d$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (KN/m)	luce (m)	$M_{max}$ (KN*m)	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{td}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	$h_u$ (cm)	$\delta$ (cm)	$H_{min}$ (cm)	H	H/I	area (m <sup>2</sup> )	so unitario (KN/m)	W cm <sup>3</sup>	
6.20	4.48	1.81	2.00	71.54	6.40	366.29	450.00	391.30	40.00	22.67	0.46	2.26	45.00	42.76	5.00	47.76	55.00	0.07	0.25	6.19	edificio 1	22687.50
				79.59	6.40	407.48	450.00	391.30	40.00	22.67	0.46	2.26	45.00	45.10	5.00	50.10	verificata					

LA TRAVE PREDIMENSIONATA AVRÀ DIMENSIONI  $b=45 \times h=55$  cm

- A questo punto dimensiono i pilastri.
- Per prima cosa troverò l'area di influenza del pilastro maggiormente sollecitato
- Poi, inserendo il valore delle travi (trovato precedentemente) e dei carichi  $q_p, q_a, q_s$  ottengo il valore del carico del solaio che, moltiplicato per il numero dei piani, mi darà lo sforzo normale agente sul pilastro.
- Successivamente, sapendo che il valore della resistenza di progetto del materiale è dato dalla resistenza caratteristica del materiale "abbassata" dai coefficienti gamma e alpha, posso trovare l'area minima della sezione ( $A_{min}=N/f_{cd}$ )
- Per trovare l' $h_{min}$  della sezione devo dividere  $A_{min}$  per la base della sezione
- Trovo poi il momenti di inerzia max ( $I=bh^3/12$ )
- Il pilastro sarà verificato quando la tensione massima di progetto è minore della resistenza di progetto ( $f_{cd}$ )

PREDIMENSIONAMENTO PILASTRI																																			
$l_u$ m	$l_e$ m	$A_{req}$ m <sup>2</sup>	$l_{trav}$ m	$l_{trav_0}$ m	$q_{d1}$ kN/m	$q_{d2}$ kN/m	$q_{d3}$ kN/m	$q_{d4}$ kN/m	$q_{d5}$ kN/m	$q_{d6}$ kN/m	$q_{d7}$ kN/m	$q_{d8}$ kN/m	$q_{d9}$ kN/m	$q_{d10}$ kN/m	$N$ kN	$f_{yk}$ Mpa	$f_{td}$ Mpa	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$D_{min}$ cm	E Mpa	$\beta$	I m <sup>4</sup>	$I^*$	$D_{min}$ cm	$D_{max}$ cm	b cm	$h_{min}$ cm	$h$ cm	$A_{sapp}$ cm <sup>2</sup>	$l_{sapp}$ cm	$l_{sapp}$ cm	$W_{max}$ cm <sup>3</sup>	$q$ kN/m	M kNm	$\sigma_{max}$ Mpa
6.20	6.20	38.44	6.19	2.50	70.04	4.48	1.81	2.00	443.56	9	4022	40.0	22.7	2039.3	45.2	21000	1.00	4.00	95.62	4.18	14.49	45.00	45.32	70.00	3150	531963	1286250	98750.00	71.54	229.17	20.91				

- A questo punto assegno le sezioni di travi e pilastri su sap, assegno anche i vincoli e i carichi verticali (vedi pag. 2).
- Faccio correre l'analisi e mi accerto che la sezione del pilastro (presso-inflessa) e della trave (inflessa) predimensionate siano verificate.
- Per la pressoflessione devo imporre che la tensione massima di progetto sia minore della resistenza di progetto e la tensione max di progetto la ottengo  $\sigma_{max}=N/A+M/W$ , dove N e M sono momento e sforzo normale di compressione massimi emersi dalla verifica su sap per i pilastri e W è il modulo di resistenza a flessione ( $bh^2/6$ )



20. Anche per la verifica a flessione devo imporre che la tensione massima di progetto sia inferiore della resistenza di progetto ma in questo caso non avrò il contributo di N (compressione) ma solo di M per la flessione. Pongo quindi  $\sigma_{max} = M/W$ , dove M è il momento massimo a cui sono soggette le travi a seguito della verifica su sap.

Verifica a presso-flessione EDIFICIO 1								
fck	fcd	A	Nmax	W	Mmax	$\sigma$		
(Mpa)	(Mpa)	(m2)	KN	(m3)	KNm	(Mpa)		
40	22,66667	0,315	-4326,22	0,0367	-146,907	-17,7370	Verificato	fcd > $\sigma$

Verifica a flessione EDIFICIO 1						
fck	fcd	W	Mmax	$\sigma$		
(Mpa)	(Mpa)	(m3)	KNm	(Mpa)		
40	22,666667	0,0226	-497,5	-22,0127	Verificato	fcd > $\sigma$

Ora individuo i carichi sismici e li assegno nel baricentro di ogni solaio

FORZA SISMICA

①  $G = (q_s + q_p) \cdot A_{tot} \frac{[KN]}{[m]^2} \Rightarrow$  carico permanente totale  
(A piano x n° piani)

②  $Q = (q_a \cdot A_{tot}) \frac{[KN]}{[m]^2} \Rightarrow$  carico accidentale totale

$\Rightarrow G = (4,48 + 1,81) \cdot (538 \times 9) = 30456 \text{ KN}$

$\Rightarrow Q = (2 \times 4842) = 9684 \text{ KN}$

③  $W = G + \psi Q \Rightarrow 30456 + (0,7 \cdot 9684) = 37234,8 \text{ ton}$

$\psi =$  Coeff. di contemporanea azione

④  $F_s = W \cdot c \Rightarrow 37234,8 \cdot 0,075 = 2792,61 \text{ ton}$

$c =$  Coeff. intensità sismica

FORZA SISMICA

nel baricentro

Per trovare la forza sismica da applicare (prima lungo x e poi lungo y) ad ogni piano della struttura

devo moltiplicare la  $F_s$  per la distanza del piano dal terreno e dividere tutto per la somma delle distanze dal terreno.

Cominciando dall'ultimo piano, il 8° piano

$$F_{p8} = \frac{2792,61 \cdot 35,5}{59} = 1680 \text{ kN}$$

$3,5 + 7,5 + 11,5 + 15,5 + 19,5 + 23,5 + 27,5 + 31,5 + 35,5 = 59 \text{ m}$

$$F_{p8} = \frac{2792,61 \cdot 31,5}{59} = 1490 \text{ kN}$$

$$F_{p7} = \frac{2792,61 \cdot 27,5}{59} = 1301 \text{ kN}$$

$$F_{p6} = \frac{2792,61 \cdot 23,5}{59} = 1112 \text{ kN}$$

$$F_{p5} = \frac{2792,61 \cdot 19,5}{59} = 922 \text{ kN}$$

$$F_{p4} = \frac{2792,61 \cdot 15,5}{59} = 733 \text{ kN}$$

$$F_{p3} = \frac{2792,61 \cdot 11,5}{59} = 544 \text{ kN}$$

$$F_{p2} = \frac{2792,61 \cdot 7,5}{59} = 354 \text{ kN}$$

$$F_{p1} = \frac{2792,61 \cdot 3,5}{59} = 165 \text{ kN}$$





A questo punto ho trovate tutte le forze da applicare  
al per centro di ogni piano (sia lungo x che lungo y)

→ Crea 2 load pattern  $\left\{ \begin{array}{l} \text{carichi verticali (qu} \rightarrow \text{predim.)} \\ \text{carichi sismici} \end{array} \right.$

→ Crea 2 load combinations  
per studiare gli effetti  
su travi e pilastre dei  
diversi tipi di carico

- ① solo carichi verticali
- ② carichi vert + sismici

→ Individuo il telaio di spina maggiormente sollecitato  
e confronto le sollecitazioni maggiori confrontandole  
nei due casi di carico.

- TRAVI  $\rightarrow$  dovrebbe soffrire maggiormente  
i carichi verticali

- PILASTRE  $\rightarrow$  dovrebbe soffrire maggiormente  
il sisma