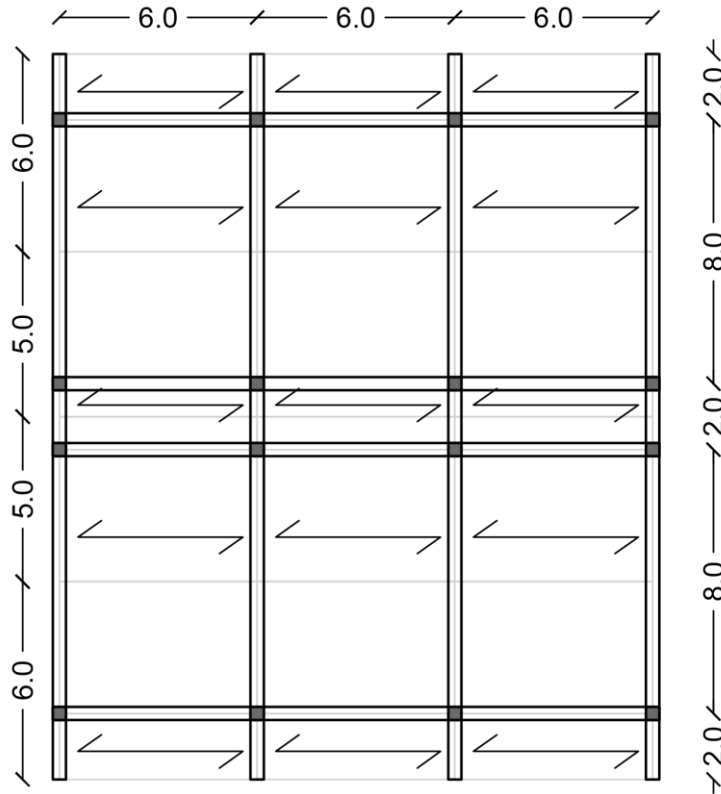
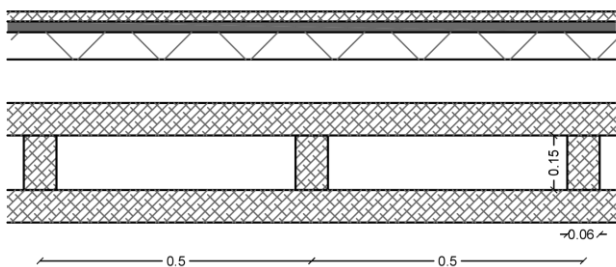


## LEGNO



### 1. DIMENSIONAMENTO TRAVE

#### ANALISI DEI CARICHI



pavimentazione	1.8 cm
allettamento	2 cm
isolante	5 cm
massetto	8 cm
tavolato	6 cm
travetti	15 cm
tavolato	6 cm

#### CARICHI STRUTTURALI $q_s$

- TRAVETTI IN LEGNO LAMELLARE:  
 SEZIONE: 6 CM X 15 CM  
 PESO PROPRIO:  $450 \text{ KG}\backslash\text{M}^3$   
 VOLUME:  $0.15 \times 0.06 \times 1 = 0.009 \text{ M}^3 \times 1/0.5 = 0.018 \text{ M}^3/\text{M}^2$   
 PESO AL  $\text{M}^2$ :  $4.5 \times 0.018 = 0.081 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$
- TAVOLATO IN LEGNO ABETE:  
 SPESSORE: 6 CM  
 PESO PROPRIO:  $600 \text{ KG}\backslash\text{M}^3$   
 VOLUME:  $0.06 \times 1 \times 1 = 0.06 \text{ M}^3$   
 PESO AL  $\text{M}^2$ :  $6 \times 0.06 = 0.36 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$

$$q_s = (0.36) 2 + 0.081 = 0.522 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$$

## CARICHI PERMANENTE $q_p$

- MASSETTO  
SPESSORE: 8 CM  
PESO PROPRIO:  $2100 \text{ KG}\backslash\text{M}^3$   
VOLUME:  $0.08 \times 1 \times 1 = 0.08 \text{ M}^3$   
PESO AL  $\text{M}^2$ :  $21 \times 0.08 = 1.68 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$
- ISOLANTE  
SPESSORE: 5 CM  
PESO PROPRIO:  $30 \text{ KG}\backslash\text{M}^3$   
VOLUME:  $0.05 \times 1 \times 1 = 0.05 \text{ M}^3$   
PESO AL  $\text{M}^2$ :  $0.03 \times 0.05 = 0.015 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$
- ALLETTAMENTO  
SPESSORE: 2 CM  
PESO PROPRIO:  $2000 \text{ KG}\backslash\text{M}^3$   
VOLUME:  $0.02 \times 1 \times 1 = 0.02 \text{ M}^3$   
PESO AL  $\text{M}^2$ :  $20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$
- PAVIMENTAZIONE  
SPESSORE: 1.8 CM  
PESO PROPRIO:  $750 \text{ KG}\backslash\text{M}^3$   
VOLUME:  $0.018 \times 1 \times 1 = 0.018 \text{ M}^3$   
PESO AL  $\text{M}^2$ :  $6 \times 0.018 = 0.135 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$
- aggiungendo il contributo di tramezzi ( $1 \text{ KN}/\text{m}^2$ ) e impianti ( $0,5 \text{ KN}/\text{m}^2$ ).

$$q_p = 1.68 + 0.015 + 0.4 + 0.135 + 1.5 = 3.73 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$$

## CARICHI ACCIDENTALE $q_a$

IL carico accidentale dipende dalla destinazione d'uso dell'edificio: in questo caso si considera un **Uffici non aperti al pubblico**.

$$q_a = 2 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$$

	A	B	C	D	E	F	G
1	interasse (m)	$q_s$ ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )	$q_p$ ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )	$q_a$ ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )	$q_u$ ( $\text{KN}/\text{m}$ )	luce (m)	$M_{\max}$ ( $\text{KN}\cdot\text{m}$ )
2							
3	5.00	0.52	3.73	2.00	46.37	6.00	208.66
4	6.00	0.52	3.73	2.00	55.64	6.00	250.39
5							

$$q_{\text{tot}} = \gamma q_s + \gamma q_p + \gamma q_a = (1.3 q_s + 1.5 q_p + 1.5 q_a) \text{ KN}\backslash\text{M}^2$$

$$q_{u5} = \gamma q_s + \gamma q_p + \gamma q_a = (1.3 q_s + 1.5 q_p + 1.5 q_a) i = (1.3 \times 0.52 + 1.5 \times 3.73 + 1.5 \times 2)5 = 46.37 \text{ KN}\backslash\text{M}$$

$$q_{u6} = \gamma q_s + \gamma q_p + \gamma q_a = (1.3 q_s + 1.5 q_p + 1.5 q_a) i = (1.3 \times 0.52 + 1.5 \times 3.73 + 1.5 \times 2)6 = 55.64 \text{ KN}\backslash\text{M}$$

A questo punto bisogna determinare il momento massimo agente sulla trave. A tale scopo la tabella Excel ha bisogno di conoscere la luce della trave; si ricorda che nell'ipotesi del modello più semplice di trave doppiamente appoggiata, il momento massimo si trova nella sezione di mezzera e vale:

$$M_{max} = \frac{qul^2}{8}$$

$$M_{max(5)} = 208.66 \text{ KN}\backslash\text{M}$$

$$M_{max(6)} = 250.39 \text{ KN}\backslash\text{M}$$

La tensione di progetto viene calcolata, secondo la norma, mediante la relazione:

$$Fd = \frac{K_{mod} F_{m,k}}{\gamma_m}$$

$f_m$ , che è la resistenza caratteristica del legno, è scelta **24 N/MM<sup>2</sup>**

$k_{mod}$  è un coefficiente diminutivo dei valori di resistenza del materiale, e delle condizioni di umidità in cui la struttura si troverà ad operare.

nel nostro caso: classe di servizio 1, classe di durata del carico media = **0.80**

$\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al material = **1.45**

$$F_{d(5)} = 9.93 \text{ N/MM}^2$$

$$F_{d(6)} = 9.93 \text{ N/MM}^2$$

	H	I	J	K	L	M	N	O
1	$f_{m,k} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$k_{mod}$	$\gamma_m$	$f_d \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$b \text{ (cm)}$	$h_{min} \text{ (cm)}$	$H \text{ (cm)}$	
2								
3	24.00	0.80	1.45	13.24	40.00	48.62	55.00	
4	24.00	0.80	1.45	13.24	40.00	53.26	55.00	
5								

Rimane ora da inserire nel foglio excel la base **b = 40 cm** ipotizzata per trovare l'altezza minima della trave di legno.

L'altezza minima viene 53.26 cm quindi arrivo ad un altezza della trave in legno di **H = 55 cm**.





## L'AREA MINIMA NECESSARIA

$f_m$ , che è la resistenza caratteristica del legno, è scelta 24 N/MM<sup>2</sup>

$k_{mod}$  è un coefficiente diminutivo dei valori di resistenza del materiale, e delle condizioni di umidità in cui la struttura si troverà ad operare.

nel nostro caso: classe di servizio 1, classe di durata del carico media = 0.80

$\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al material = 1.45

	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB
1	$\gamma_m$	$f_{c0d}$	$A_{min}$	E,005	$\beta$	l	$\lambda_{max}$	$\rho_{min}$	$b_{min}$	b	$h_{min}$	h	$A_{design}$	$I_{design}$
2		Mpa	cm <sup>2</sup>	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
3														
4	1.45	13.24	1055.2	8800	1.0	3.60	80.95	4.45	15.41	25.00	42.21	45.00	1125	58594
5	1.45	13.24	883.0	8800	1.0	3.60	80.95	4.45	15.41	25.00	35.32	45.00	1125	58594
6	1.45	13.24	539.1	8800	1.0	3.60	80.95	4.45	15.41	20.00	26.96	30.00	600	20000
7	1.45	13.24	451.2	8800	1.0	3.60	80.95	4.45	15.41	20.00	22.56	30.00	600	20000
8														

## RAGGIO DI INERZIA MINIMO

Grazie al raggio di inerzia minima e al fatto che la sezione del pilastro è rettangolare e piena posso trovarmi la base minima della sezione del pilastro.

**E= 8800Mpa** modulo di elasticità

**$\beta = 1$**  il pilastro è vincolato a terra tramite un incastro e nel nodo trave pilastro tramite sempre un incastro.

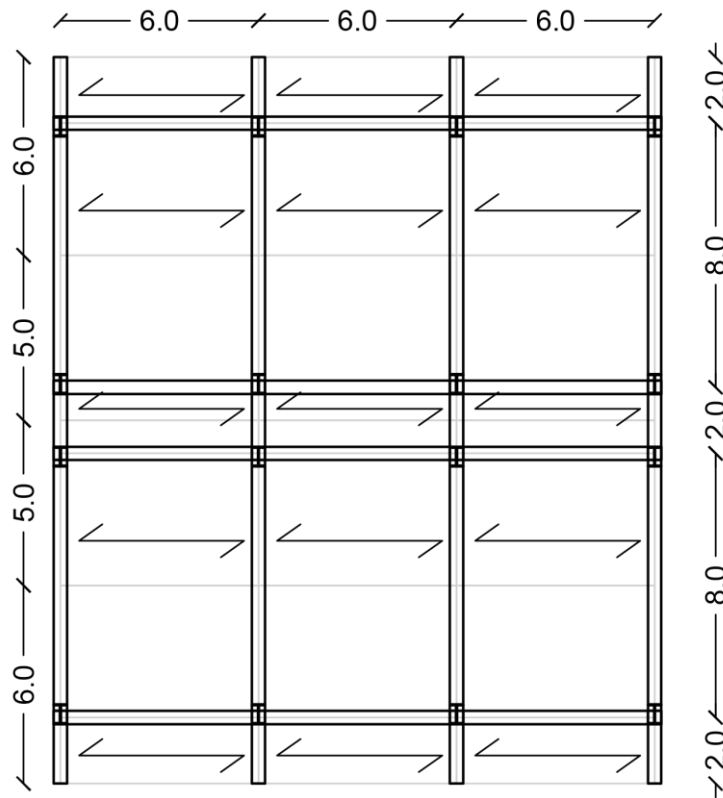
**l= 3.6m** altezza del pilastro

Con le formule che abbiamo dimostrato in classe il foglio di Excel mi calcola:

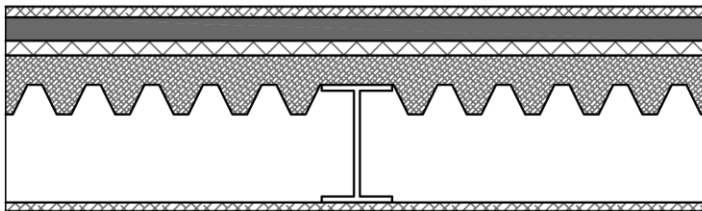
$b_{min} = \rho_{min} 2\sqrt{3} = 15.41\text{cm}$  ingegnerizzo a **b = 25 cm**

$h_{min} = b/A_{min} = 42.21\text{ cm}$  ingegnerizzo a **h = 50 cm**

## ACCIAIO



### 1. DIMENSIONAMENTO TRAVE ANALISI DEI CARICHI



pavimentazione 1.8 cm  
massetto 4 cm  
isolante 2.5 cm  
soletta 10 cm

lamiera grecata 0.15 cm

controsoffitto 1.5 cm

#### CARICHI STRUTTURALI $q_s$

- TRAVETTI (IPE 200 S235)  
PESO PROPRIO:  $22.4 \text{ Kg/M} = 0.224 \text{ KN/M}$   
PESO AL  $M^2$ :  $0.224 \text{ KN/M}^2$
- LAMIERA GRECATA IN ACCIAIO  
SPESSORE: 0.15 CM  
PESO PROPRIO:  $7860 \text{ KG/M}^3$   
VOLUME:  $0.0015 \times 1 \times 1 = 0.0015 \text{ M}^3$   
PESO AL  $M^2$ :  $78.6 \times 0.0015 = 0.1179 \text{ KN/M}^2$
- SOLETTAA IN CLS ALLEGERITO  
SPESSORE:  $0.025 + 0.05 = 0.075 \text{ CM}$   
PESO PROPRIO:  $1500 \text{ KG/M}^3$   
VOLUME:  $0.075 \times 1 \times 1 = 0.075 \text{ M}^3$   
PESO AL  $M^2$ :  $15 \times 0.075 = 1.125 \text{ KN/M}^2$

$$q_s = 0.224 + 0.1179 + 1.125 = 1.4669 \text{ KN/M}^2$$

## CARICHI PERMANENTE $q_p$

- ISOLANTE

SPESSORE: 2.5 CM

PESO PROPRIO: 30 KG\M<sup>3</sup>

VOLUME: 0.025 X 1 X 1 = 0.025 M<sup>3</sup>

PESO AL M<sup>2</sup>: 0.3 x 0.025 = 0.0075 KN\M<sup>2</sup>

- MASSETTO

SPESSORE: 4 CM

PESO PROPRIO: 2100 KG\M<sup>3</sup>

VOLUME: 0.04 X 1 X 1 = 0.04 M<sup>3</sup>

PESO AL M<sup>2</sup>: 21 x 0.04 = 0.84 KN\M<sup>2</sup>

- PAVIMENTAZIONE

SPESSORE: 1.8 CM

PESO PROPRIO: 750 KG\M<sup>3</sup>

VOLUME: 0.018 X 1 X 1 = 0.018 M<sup>3</sup>

PESO AL M<sup>2</sup>: 6 x 0.018 = 0.135 KN\M<sup>2</sup>

- aggiungendo il contributo di tramezzi (1 KN/m<sup>2</sup>) e impianti (0,5 KN/m<sup>2</sup>).

$$q_p = 0.0075 + 0.84 + 0.135 + 1.5 = 2.4825 \text{ KN}\M^2$$

## CARICHI ACCIDENTALE $q_a$

IL carico accidentale dipende dalla destinazione d'uso dell'edificio: in questo caso si considera un **Uffici non aperti al pubblico**.

$$q_a = 2 \text{ KN}\M^2$$

	A	B	C	D	E	F	G
1	interasse (m)	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_a$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (KN/m)	luce (m)	$M_{max}$ (KN*m)
2							
3	5.00	1.46	2.48	2.00	43.11	6.00	193.99
4	6.00	1.46	2.48	2.00	51.73	6.00	232.79
5							

$$q_{tot} = \gamma q_s + \gamma q_p + \gamma q_a = (1.3 q_s + 1.5 q_p + 1.5 q_a) \text{ KN}\M^2$$

$$q_{u5} = \gamma q_s + \gamma q_p + \gamma q_a = (1.3 q_s + 1.5 q_p + 1.5 q_a) \cdot i = (1.3 \times 1.4669 + 1.5 \times 2.4825 + 1.5 \times 2)5 = 46.37 \text{ KN}\M$$

$$q_{u6} = \gamma q_s + \gamma q_p + \gamma q_a = (1.3 q_s + 1.5 q_p + 1.5 q_a) \cdot i = (1.3 \times 1.4669 + 1.5 \times 2.4825 + 1.5 \times 2)6 = 55.64 \text{ KN}\M$$



A questo punto bisogna determinare il momento massimo agente sulla trave. A tale scopo la tabella Excel ha bisogno di conoscere la luce della trave; si ricorda che nell'ipotesi del modello più semplice di trave doppiamente appoggiata, il momento massimo si trova nella sezione di mezzeria e vale:

$$M_{max} = \frac{qul^2}{8}$$

$$M_{max(5)} = 193.99 \text{ KN}\backslash\text{M}$$

$$M_{max(6)} = 232.79 \text{ KN}\backslash\text{M}$$

Ora scegliamo il valore caratteristico di snervamento per l'acciaio  $f_{yk}$  che mi individua la classe di resistenza del materiale, in questo caso scelgo una resistenza di **275 MPa**.

Mi calcolo così la tensione di progetto  $f_d$  (tensione ammissibile) dividendo  $f_{yk}$  per un il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità,  $\gamma_s = 1.05$ :

$$f_d = 275/1.05 = 261.90 \text{ N/mm}^2$$

Mi calcolo infine il MODULO DI RESISTENZA A FLESSIONE  $W_{x,min}$ , per poi andare a scegliere il profilato appropriato sulla tabella dei profili in acciaio.

$$W_{x,min(5)} = M_{max}/f_d = 740.69 \text{ cm}^3$$

$$W_{x,min(6)} = M_{max}/f_d = 888.82 \text{ cm}^3$$

La tabella di calcolo mi ha ora trovato il  $W_{x,min}$  cioè il valore minimo che la sezione che sceglierò dovrà avere affinché nessuna fibra del materiali superi la tensione di progetto.

Nella tabella dei profili metallici scelgo un profilo adatto che abbia un modulo di resistenza a flessione  $W_x$  maggiore di quello da me trovato **SCEGLIAMO QUINDI UNA (IPE 360)**.

	E	F	G	H	I	J	K
1	$q_u$ (KN/m)	luce (m)	$M_{max}$ (KN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$W_{x,min}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )
2							
3	43.11	6.00	193.99	275.00	261.90	740.69	904.00
4	51.73	6.00	232.79	275.00	261.90	888.82	904.00
5							





## L'AREA MINIMA NECESSARIA

Avendo trovato il valore dello sforzo normale di compressione posso trovare ora l'area minima affinché il materiale non entri in crisi.

$f_{yk}$  è valore caratteristico di snervamento per l'acciaio che mi individua la classe di resistenza del materiale, in questo caso scelgo un acciaio medio (**classe Fe 430/s275**) di resistenza **275 Nmm<sup>2</sup>**.

$\gamma_m$  coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità pari a **1.05**.

Con questi coefficienti mi ricavo la tensione ammissibile di progetto a compressione:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 275 / 1.05 = 261.90 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = N / f_{yd} = 50.4 \text{ cm}^2$$

	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB
1	$f_{yk}$	$\gamma_m$	$f_{yd}$	$A_{min}$	E	$\beta$	I	$\lambda^*$	$\rho_{min}$	$I_{min}$	$A_{design}$	$I_{design}$	$\rho_{min}$	$\lambda$	profilo	
2	Mpa		Mpa	cm <sup>2</sup>	Mpa		m		cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm			
3																
4	275.00	1.05	261.90	48.7	210000	1.00	3.60	88.96	4.05	798	31.4	1033	5.73	62.83	HEA160	
5	275.00	1.05	261.90	40.7	210000	1.00	3.60	88.96	4.05	667	31.4	1033	5.73	62.83	HEA200	
6	275.00	1.05	261.90	24.7	210000	1.00	3.60	88.96	4.05	405	25.3	606	4.89	73.62	HEA240	
7	275.00	1.05	261.90	20.7	210000	1.00	3.60	88.96	4.05	338	25.3	606	4.89	73.62	HEA241	
8																

## RAGGIO DI INERZIA MINIMO AREA DI DESIGN E INERZIA DI DESIGN

Trovo l'Inerzia minima per poter cercare il mio profilato sulla tabella non prima di aver trovato dei valori importanti quali la snellezza e il raggio di inerzia.

**E = 21000 Mpa** modulo di elasticità

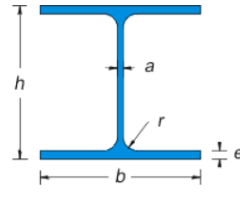
**$\beta = 1$**  il pilastro è vincolato a terra tramite un incastro e nel nodo trave pilastro tramite sempre un incastro.

**I = 3.6 m** altezza del pilastro

Con le formule che abbiamo dimostrato in classe il foglio di Excel mi calcola:

$$\lambda_{max} = \sqrt[4]{E / f_{cd}} \quad \rho_{min} = I_0 / \lambda_{max} \quad I_{min} = A \times \rho_{min}^2$$

Una volta che ho l'inerzia minima vado sulle tabelle dei profilati HEA e scelgo il profilato che abbia un Inerzia maggiore dell'inerzia minima.



Download (dwg+pdf)

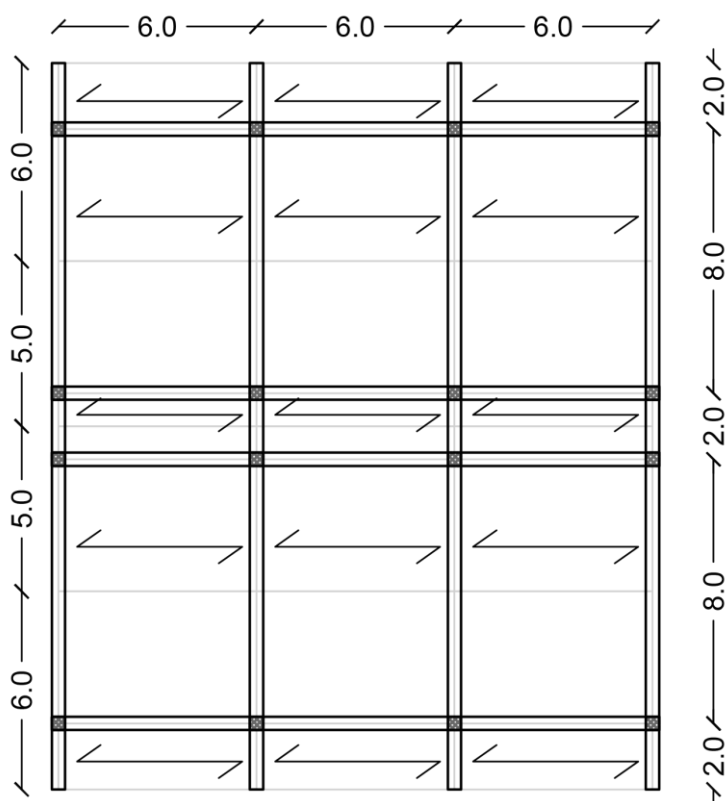
sigla HEA	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm <sup>2</sup>	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								Jx cm <sup>4</sup>	Jy cm <sup>4</sup>	Wx cm <sup>3</sup>	Wy cm <sup>3</sup>	ix cm	iy cm
100	100	96	5,0	8,0	12	16,7	21,24	349,2	133,8	72,76	26,76	4,06	2,51
120	120	114	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

Una volta scelto il profilato ho **l'area di design** e il **momento di inerzia di design**.

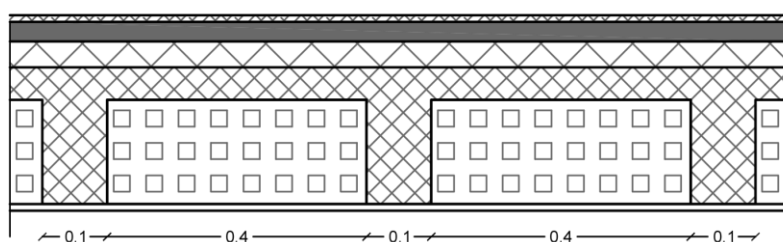
**A<sub>design</sub> = 31.42 cm<sup>2</sup>**      **I<sub>desig</sub> = 1033cm<sup>4</sup>**      **ρ<sub>design</sub> = 3.52 cm**

**A<sub>design</sub> = 31.42 cm<sup>2</sup>**      **I<sub>desig</sub> = 1033cm<sup>4</sup>**      **ρ<sub>design</sub> = 3.52 cm**

## CALCESTRUZZO ARMATO



### 4. DIMENSIONAMENTO TRAVE ANALISI DEI CARICHI



pavimento 1 cm  
 massetto 3 cm  
 isolante 4 cm  
 soletta 5 cm  
 pignatte 16 cm  
 intonaco 1 cm

### CARICHI STRUTTURALI $q_s$

- TRAVETTI IN CLS  
 SEZIONE: 10 CM X 16 CM  
 PESO PROPRIO: 2500 KG\M<sup>3</sup>  
 VOLUME: 0.1 X 0.16 X 1 = 0.016 M<sup>3</sup> X 1/0.5 = 0.032 M<sup>3</sup>/ M<sup>2</sup>  
 PESO AL M<sup>2</sup>: 25 x 0.032 = 0.8 KN\M<sup>2</sup>
- SOLETTA  
 SPESSORE: 5 CM  
 PESO PROPRIO: 2500 KG\M<sup>3</sup>  
 VOLUME: 0.05 X 1 X 1 = 0.05 M<sup>3</sup>  
 PESO AL M<sup>2</sup>: 25 x 0.05 = 1.25 KN\M<sup>2</sup>

- PIGNATTE

DIMENSIONI: 16 CM x 40 CM x 20 CM

PESO PROPRIO: 5.5 KN\M<sup>2</sup>

VOLUME: 0.4 x 0.2 x 0.16 = 0.0128 M<sup>3</sup>

PESO AL M<sup>2</sup>: 8 x 0.0128 x 5.5 = 0.5632 KN\M<sup>2</sup> (sono 8 pignatte al m<sup>2</sup>)

$$Q_s = 1.25 + 0.5632 + 0.8 = 2.6132 \text{ KN}\M^2$$

#### CARICHI PERMANENTE $Q_p$

- PAVIMENTO

SPESSORE: 1 CM

PESO PROPRIO: 720 KG\M<sup>3</sup>

VOLUME: 0.01 X 1 X 1 = 0.08 M<sup>3</sup>

PESO AL M<sup>2</sup>: 0.01 x 7.2 = 0.072 KN\M<sup>2</sup>

- MASSETTO

SPESSORE: 3 CM

PESO PROPRIO: 2000 KG\M<sup>3</sup>

VOLUME: 0.03 X 1 X 1 = 0.03 M<sup>3</sup>

PESO AL M<sup>2</sup>: 0.03 x 20 = 0.6 KN\M<sup>2</sup>

- ISOLANTE

SPESSORE: 4 CM

PESO PROPRIO: 20 KG\M<sup>3</sup>

VOLUME: 0.04 X 1 X 1 = 0.04 M<sup>3</sup>

PESO AL M<sup>2</sup>: 0.04 x 0.2 = 0.008 KN\M<sup>2</sup>

- INTONANCO

SPESSORE: 1 CM

PESO PROPRIO: 1800 KG\M<sup>3</sup>

VOLUME: 0.01 X 1 X 1 = 0.01 M<sup>3</sup>

PESO AL M<sup>2</sup>: 0.01 x 18 = 0.18 KN\M<sup>2</sup>

• aggiungendo il contributo di tramezzi (1 KN/m<sup>2</sup>) e impianti (0,5 KN/m<sup>2</sup>).

$$Q_p = 0.072 + 0.6 + 0.008 + 0.18 + 1.5 = 2.36 \text{ KN}\M^2$$

#### CARICHI ACCIDENTALE $Q_a$

IL carico accidentale dipende dalla destinazione d'uso dell'edificio: in questo caso si considera un **Uffici non aperti al pubblico**.

$$Q_a = 2 \text{ KN}\M^2$$

	A	B	C	D	E	F	G
1	interasse (m)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>p</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m)	luce (m)	M <sub>max</sub> (KN*m)
2							
3	5.00	2.61	2.36	2.00	49.67	6.00	223.49
4					55.03	6.00	247.62
5	6.00	2.61	2.36	2.00	59.60	6.00	268.19
6					64.67	6.00	291.01
7							

$$q_{tot} = \gamma q_s + \gamma q_p + \gamma q_a = (1.3 q_s + 1.5 q_p + 1.5 q_a) \text{ KN/M}^2$$

A questo punto bisogna determinare il momento massimo agente sulla trave. A tale scopo la tabella Excel ha bisogno di conoscere la luce della trave; si ricorda che nell'ipotesi del modello più semplice di trave doppiamente appoggiata, il momento massimo si trova nella sezione di mezzaria e vale:

$$M_{max} = \frac{qul^2}{8}$$

Per il cemento armato avrò due tensioni di progetto essendo un materiale non omogeneo, una per l'acciaio  $f_{yd}$  dove  $y$  sta per yield ossia snervamento, e una per il calcestruzzo  $f_{cd}$ .

La tensione di progetto per l'acciaio che deve resistere a trazione  $f_{yd}$  rappresenta la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio che da normativa equivale a **450 N/mm<sup>2</sup>** per quanto riguarda i ferri impiegati nel cls armato

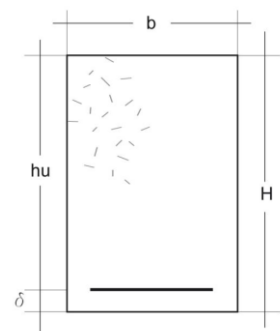
La tensione di progetto per il calcestruzzo è data dalla resistenza caratteristica del cls a resistere a compressione  $f_{cd}$  è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo data dal tipo di cls scelto, e in questo caso è **50 N/mm<sup>2</sup>**

Ora per trovare  $H_{min}$  della sezione trave ho bisogno inserire nel foglio excel la base **b = 30 cm** ipotizzata per trovare l'altezza utile della sezione reagente in calcestruzzo

	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
1	M <sub>max</sub> (KN*m)	f <sub>yk</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>yd</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>ck</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>cd</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>u</sub> (cm)	δ (cm)	H <sub>min</sub> (cm)	H	H/l	area (m <sup>2</sup> )	peso unitario (KN/m)
2															
3	223.49	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	34.96	5.00	39.96	45.00	0.07	0.14	3.38
4	243.24	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	36.47	5.00	41.47	verificata			
5	268.19	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	38.30	5.00	43.30	45.00	0.08	0.14	3.38
6	287.93	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	39.68	5.00	44.68	verificata			
7															

L'altezza minima viene  $H_{min} = h_u + \delta = 38.30 + 5 = 43.30 \text{ cm}$

Ho trovato ora l'altezza minima che deve avere la mia sezione rettangolare di base 30 cm, dopodiché ingegnerizzo per sicurezza l'altezza a **H = 45cm**.





## 5. DIMENSIONAMENTO MENSOLA ANALISI DEI CARICHI

CARICHI STRUTTURALI  $q_s = 2.6132 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$

CARICHI PERMANENTE  $q_p = 2.36 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$

CARICHI ACCIDENTALE  $q_a = 2 \text{ KN}\backslash\text{M}^2$

Ora andiamo ad inserire i dati nella tabella excel inserendo i  $q_s$ ,  $q_p$ ,  $q_a$  e mi trovo il  $q_u$ , Inserisco la il valore della luce della trave per trovare quanto vale il  $M_{max}$ .

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	interasse (m)	$q_s$ (kN/mq)	$q_p$ (kN/mq)	$q_a$ (kN/mq)	$q_u$ (kN/m)	luce (m)	$M_{max}$ (kN*m)	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{od}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (c
2														
3	6	2.61	2.36	2.00	59.62	2	119.24	450	391.30	50	28.33	0.52	2.16	3
4					64.01	2.00	128.02	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30
5														

Uso la classe di resistenza caratteristica dell'acciaio  $f_{yk}$  da armatura B450C che vale **450 MPa** (N/mm<sup>2</sup>) e la classe di resistenza del calcestruzzo  $f_{ck}$  per uso ordinario C40/50 che equivale a **50 MPa**. Excel calcola la **tensione di progetto dell'acciaio  $f_{yd}$**

	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	A
1	b (cm)	$h_u$ (cm)	$\delta$ (cm)	$H_{min}$ (cm)	H (cm)	area (m <sup>2</sup> )	peso (kN/m)	$q_e$	E (N/mm <sup>2</sup> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$v_{max}$ (cm)	$I/v_{max}$		
2														
3	30	25.54	5	30.54	45	0.14	3.38	39.21	21000	227813	0.16	1220.02	Sì	
4	30.00	26.46	5.00	31.46	verificata									
5														

Inserisco la base b della trave **b = 30 cm**, così da trovare l'altezza utile della sezione  $h_u$  dalla quale ricaverò l'altezza minima della sezione  $H_{min}$ .

Per verificare la correttezza scelgo l'altezza della trave **H = 45 >  $H_{min}$** .



## L'AREA MINIMA NECESSARIA

$f_{ck}$ : **50 N/mm<sup>2</sup>**. è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo data dal tipo di cls scelto in questo caso

mi ricavo la tensione ammissibile di progetto a compressione  $f_{cd} = 28.03 \text{ MPa}$ .

$$A_{min} = N / F_{cd} = 545.6 \text{ cm}^2$$

	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y
1	$f_{ck}$	$f_{cd}$	$A_{min}$	$b_{min}$	E	$\beta$	l	$\lambda^*$	$\rho_{min}$	$b_{min}$	b	$h_{min}$	h
2	Mpa	Mpa	cm <sup>2</sup>	cm	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm
3													
4	50.0	28.3	545.6	23.4	21000	1.00	3.60	85.53	4.21	14.58	30.00	18.19	45.00
5	50.0	28.3	460.9	21.5	21000	1.00	3.60	85.53	4.21	14.58	30.00	15.36	45.00
6	50.0	28.3	291.4	17.1	21000	1.00	3.60	85.53	4.21	14.58	30.00	9.71	45.00
7	50.0	28.3	245.9	15.7	21000	1.00	3.60	85.53	4.21	14.58	30.00	8.20	45.00
8													

## RAGGIO DI INERZIA MINIMO

Grazie al raggio di inerzia minima e al fatto che la sezione del pilastro è rettangolare e piena posso trovarmi la base minima della sezione del pilastro.

$E = 21000 \text{ Mpa}$  modulo di elasticità

$\beta = 1$  il pilastro è vincolato a terra tramite un incastro e nel nodo trave pilastro tramite sempre un incastro.

$l = 3.6 \text{ m}$  altezza del pilastro

Con le formule che abbiamo dimostrato in classe il foglio di Excel mi calcola:

$$b_{min} = \rho_{min} \cdot 2\sqrt{3} \cdot A_{min} = 14.85 \text{ cm} \quad \text{ingenierizzo a } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

$$h_{min} = b / A_{min} = 18.19 \text{ cm} \quad \text{ingenierizzo a } \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

Una volta che ho base e altezza ingegnerizzate della sezione del pilastro trovo l'area di design e il momento di inerzia di design

$$A_{design} = b \times h = 1350 \text{ cm}^2 \quad I_{design} = h \times b^3 / 12 = 101250 \text{ cm}^4$$

