

Come nell'esercitazione precedente cerchiamo di dimensionare una trave, per la quale sono state scelte 3 soluzioni tipologiche: legno, acciaio e cemento armato.

Diversamente dal caso precedente, che si concentrava sullo schema della trave appoggiata, affrontiamo ora il dimensionamento di una trave a sbalzo.

Quest'ultima comporta una serie di complicazioni come l'eccessiva deformabilità che determina l'abbassamento dell'estremo libero. I problemi che l'aggetto porta in primis a se stesso, prima di trasmettere il suo effetto all'intero edificio ed infine al terreno, sono infatti di due tipi: resistenza e deformabilità.

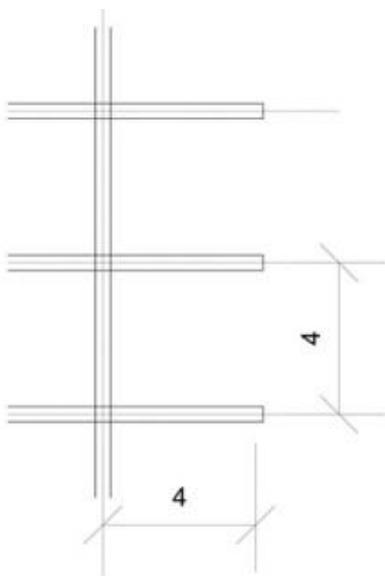
Avendo in mente ciò occorre rispondere adeguatamente a questa complicazione, in attraverso in primo luogo l'altezza della sezione, in quanto la flessione si contrasta con l'altezza.

Per cui una volta pre-dimensionata a resistenza la trave in questione, e considerando il peso proprio della trave, occorre procedere alla verifica a deformabilità che metterà in relazione la luce della trave con l'abbassamento max; il rapporto tra questi due valori dovrà risultare maggiore o al più uguale a 250, affinché l'abbassamento non sia compromettente per la struttura.

$$l/v_{max} > 250$$

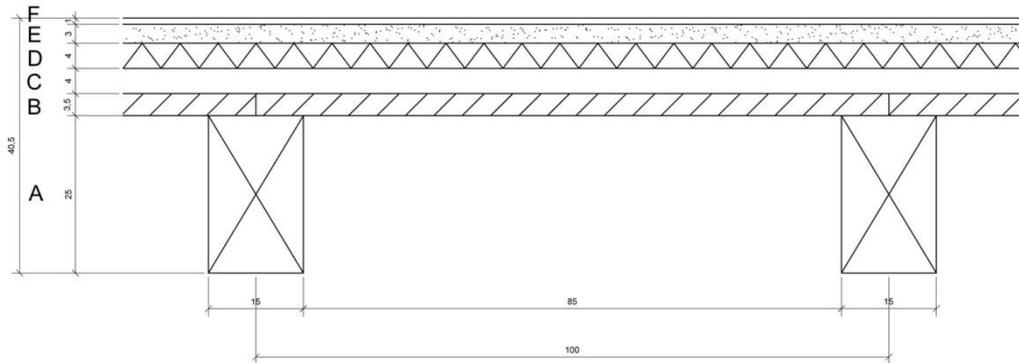
Prendiamo come esempio uno schema come in fig. 1 con interassi pari a 4m e luce dello sbalzo 4m; la trave più sollecitata risulta essere quella centrale con un'area di influenza pari a 16 mq.

$$A_{infl} = b \times l = (4 \times 4) m = 16 \text{ mq}$$



## SOLAIO IN LEGNO

Per il caso del solaio in legno è stata scelta una soluzione, come quella dell'esercitazione precedente, rappresentata in figura, il cui pacchetto solaio è costituito da:



A. Travetti in legno di conifere con peso specifico pari a 5 KN/mc e sezione pari a 0,25m x 0,15 m (n°1 in 1mq)

B. Assito in legno di conifere con peso specifico pari a 5 KN/mc e spessore 0,035 m

C. Caldana in calcestruzzo ordinario con peso specifico pari a 24 KN/mc e spessore 0,04 m

D. Isolante di fibra di legno con peso specifico pari a 160 kg/mc=1600 N/mc= 1,6 KN/mc e spessore 0,04 m

E. Sottofondo in malta con peso specifico pari a 18 KN/mc e spessore 0,03 m

F. Pavimento in porcellana con peso specifico pari a 2 Kg/dmc= 20N/0,001mc= 20000 N/mc= 20 KN/mc e spessore 0,01 m

Sono stati calcolati il carico strutturale, il carico permanente e il carico accidentale, la cui somma, tenendo conto dei coeff di accrescimento, ha dato il carico finale Q.

### CARICO STRUTTURALE

$$q_{\text{Stot}} = 1,32 \text{ KN/mq}$$

### CARICO PERMANENTE

$$q_{\text{ptot}} = 2,304 \text{ KN/mq}$$

## CARICO ACCIDENTALE

$$q_a = 3 \text{ KN/mq}$$

## CARICO TOT

$$Q = 36,84 \text{ KN/m}$$

Dal carico gravante sulla trave possiamo ricavare il momento agente sulla trave, la quale essendo una trave a sbalzo sarà ,con  $l=4\text{m}$  :

$$M = q \times l^2 / 2 = 294,76 \text{ KNm}$$

Come in precedenza per il progetto è stato poi scelto il tipo di materiale, ossia legno lamellare GL24h con resistenza caratteristica  $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ , classe di servizio 2 e carico di durata del carico  $k_{mod} = 0,8$ . Da qui è stato possibile ricavare la tensione ammissibile  $\sigma_{amm} = 13,24 \text{ N/mm}^2$

Una volta impostata la base a 30 cm è stata ricavata l'altezza minima da rispettare ossia  $h = 66,72 \text{ cm}$ ; dovendo ingegnerizzare la sezione si è scelta una sovradimensionata di dimensioni (30 x 70) cm

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	f <sub>m,k</sub>	sig_d	b	h	hd
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	KN/m	m	kN*m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm	cm	cm
4	1,32	2,304	3,00	36,84	4	294,76	24	13,24	30	66,72	70

A questo punto è stato considerato anche il peso proprio della trave, per verificare se effettivamente le trave così dimensionata sia in grado di portare anche il peso proprio.

$$P_{trave} = p_{strave} \times V = 7 \text{ KN/mc} \times (0,30 \times 0,70 \times 1) \text{ mc/mq} = 1,47 \text{ KN/mq}$$

Tale peso andrà aggiunto al carico strutturale, in modo da tener conto del coeff di accrescimento nel calcolo del carico totale.

$$q_{stot} = 1,32 \text{ KN/mq} + 1,47 \text{ KN/mq} = 2,79 \text{ KN/mq}$$

Otteniamo quindi un nuovo carico totale che ci cambierà il momento agente sulla trave e ci darà una nuova altezza minima della sezione pari a  $h = 73,32$  cm; per la sezione dimensionata in precedenza non è sufficiente a portare anche il peso della trave stessa per cui da questo nuovo calcolo si decide di ingegnerizzare la sezione ottenendo una di dimensioni (30 x 75) cm

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	fm,k	sig_d	b	h	hd
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	KN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	cm	cm	cm
4	2,79	2,304	3,00	44,49	4	355,91	24	13,24	30	73,32	75

Procediamo nuovamente con la stessa verifica, che ci conferma questa volta la sezione scelta, in quanto ci suggerisce una altezza minima di  $h = 73,75$  cm ossia inferiore a quella ingegnerizzata.

$$P_{trave} = p_{strave} \times V = 7 \text{ KN/mc} \times (0,30 \times 0,75 \times 1) \text{ mc/mq} = 1,57 \text{ KN/mq}$$

$$q_{stot} = 1,32 \text{ KN/mq} + 1,57 \text{ KN/mq} = 2,89 \text{ KN/mq}$$

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	fm,k	sig_d	b	h	hd
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	KN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	cm	cm	cm
4	2,89	2,304	3,00	45,01	4	360,07	24	13,24	30	73,75	75

Arrivati a questo punto possiamo procedere alla verifica a deformabilità della trave a sbalzo.

Essendo una sezione rettangolare otteniamo un momento d'inerzia pari a

$$I = (b \times h^3) / 12 = 1054688 \text{ cm}^4$$

Da cui ricaviamo l'abbassamento max pari a

$$v_{max} = (q \times l^4) / 8 \times E \times I = 1,71 \text{ cm}$$

Eseguendo il rapporto tra luce e abbassamento constatiamo che, essendo minore di 250, non soddisfa la verifica:

$$l/v_{max} > 250$$

$$l/v_{max} = 234,33 < 250 \text{ NO}$$

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	fm,k	sig_d	b	h	hd	E	lx	vmax	lvmax	
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	KN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	cm	cm	cm	N/mmq	cm4	cm		
4	2,89	2,304	3,00	45,01	4	360,07	24	13,24	30	73,75	75	8000	1054688	1,71	234,33	NO

Per risolvere il problema e quindi far si che l'abbassamento non sia troppo grande in modo da aumentare il valore del rapporto, si potrebbe cercare di aumentare il momento di inerzia della sezione, cercando quindi di renderla più proporzionale distribuendo in modo migliore il materiale.

Si decide quindi di aumentare al base a  $b= 33$  cm, che ci darà una sezione minima  $h= 70,31$ ; si decide di sovradimensionarla a  $(33 \times 75)$  cm da cui otteniamo:

$$I = (b \times h^3) / 12 = 1160156 \text{ cm}^4$$

$$v_{\max} = (q \times l^4) / 8 \times E \times I = 1,55 \text{ cm}$$

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	fm,k	sig_d	b	h	hd	E	lx	vmax	lvmax	
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	KN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	cm	cm	cm	N/mmq	cm4	cm		
4	2,89	2,304	3,00	45,01	4	360,07	24	13,24	33	70,31	75	8000	1160156	1,55	257,76	SI

Per questi nuovi valori avremo un rapporto questa volta maggiore di 250, per cui la verifica a deformazione è stata accertata.

$$l/v_{\max} = 257,76 > 250 \text{ SI}$$

Infine per sicurezza ricalcoliamo il peso proprio della trave avendone aumentato la sezione seppur di poco.

$$P_{\text{trave}} = p_{\text{trave}} \times V = 7 \text{ KN/mc} \times (0,33 \times 0,75 \times 1) \text{ mc/mq} = 1,73 \text{ KN/mq}$$

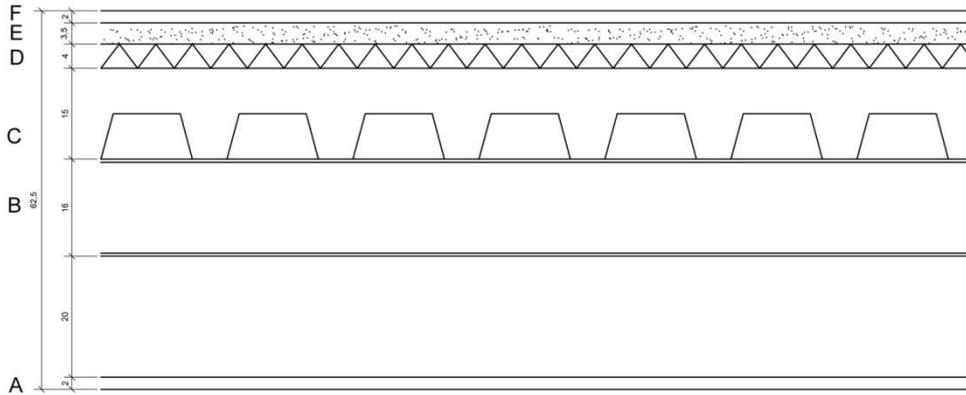
$$q_{\text{tot}} = 1,32 \text{ KN/mq} + 1,73 \text{ KN/mq} = 3,05 \text{ KN/mq}$$

Da questo nuovo calcolo notiamo che la sezione utile a sopportare anche il peso proprio della trave è leggermente superiore alla precedente  $h= 70,96$  ma sempre inferiore a quella ingegnerizzata per cui accettabile.

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	fm,k	sig_d	b	h	hd	E	lx	vmax	lvmax	
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	KN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	cm	cm	cm	N/mmq	cm4	cm		
4	3,05	2,304	3,00	45,84	4	366,73	24	13,24	33	70,96	75	8000	1160156	1,58	253,08	SI

## SOLAIO IN ACCIAIO

Anche per il caso del solaio in acciaio è stata scelta una soluzione, come quella dell'esercitazione precedente, rappresentata in figura, il cui pacchetto solaio è costituito da:



A. Controsoffitto in cartongesso con peso specifico pari a  $900 \text{ Kg/mc} = 9000 \text{ N/mc} = 9 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,02 \text{ m}$

B. Trave secondaria (IPE 160) con peso specifico pari a  $78,5 \text{ KN/mc}$  e area di sezione di  $20,10 \text{ cm}^2 = 0,00201 \text{ m}^2$

C. Soletta in calcestruzzo alleggerito su lamiera grecata con peso complessivo pari a  $265 \text{ Kg/mq} = 2650 \text{ N/mq} = 2,6 \text{ KN/mq}$  e spessore  $0,15 \text{ m}$

D. Isolante di fibra di legno con peso specifico pari a  $160 \text{ kg/mc} = 1600 \text{ N/mc} = 1,6 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,04 \text{ m}$

E. Sottofondo in malta con peso specifico pari a  $18 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,035 \text{ m}$

F. Pavimento in porcellana con peso specifico pari a  $2 \text{ Kg/dmc} = 20 \text{ N}/0,001 \text{ mc} = 20000 \text{ N/mc} = 20 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,02 \text{ m}$

Sono stati calcolati il carico strutturale, il carico permanente e il carico accidentale, la cui somma, tenendo conto dei coeff di accrescimento, ha dato il carico finale Q.

## CARICO STRUTTURALE

$$q_{\text{Stot}} = 2,75778 \text{ KN/mq}$$

## CARICO PERMANENTE

$$q_{\text{ptot}} = 2,774 \text{ KN/mq}$$

## CARICO ACCIDENTALE

$$q_a = 3 \text{ KN/mq}$$

## CARICO TOT

$$Q = 46,765 \text{ KN/mq}$$

Dal carico gravante sulla trave possiamo ricavare il momento agente sulla trave a sbalzo con  $l=4\text{m}$  :

$$M = q \times l^2 / 2 = 374,12 \text{ KNm}$$

Ai fini del progetto è stato scelto un acciaio Fe 430/S275 con tensione di snervamento caratteristica  $f_{y,k}$  (N/mm<sup>2</sup>) pari a 275 N/mm<sup>2</sup> da cui si ricava una tensione ammissibile  $\sigma_{\text{amm}}$  pari a 239,13 N/mm<sup>2</sup>, ottenuta dalle tensione di snervamento diviso un coeff di sicurezza per l'acciaio.

Otteniamo infine il modulo di resistenza a flessione minimo  $W_{\text{min}} = M_{\text{max}} / \sigma_{\text{amm}} = 1564,51 \text{ cm}^3$  che servirà a dimensionare la trave;

andando nella tabella dei profilati si andrà a ingegnerizzare la sezione scegliendo un profilato con modulo di resistenza a flessione più grande come l' IPE 500 con  $W_x = 1930 \text{ cm}^3$

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	$f_{y,k}$	$f_d$	$W_x$
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>
4	2,7578	2,774	3,00	46,765	4	374,12	275	239,13	1564,51

Dopo aver progettato la trave tramite il sovradimensionamento occorre ora rieseguire i calcoli, inserendo il peso proprio della trave così come è stato pensata e verificare che resista anche in questo caso.

Considerando quindi una IPE 500 con area della sezione pari a  $116 \text{ cm}^2 = 116 \times 10^{-4} \text{ m}^2$  e peso specifico dell'acciaio pari a  $78,5 \text{ KN/mc}$ , otteniamo:

$$P_{\text{trave}} = p_{\text{trave}} \times V = 78,5 \text{ KN/mc} \times (116 \times 10^{-4} \times 1) \text{ mc/mq} = 0,9106 \text{ KN/mq}$$

Tale peso andrà aggiunto al carico strutturale, in modo da tener conto del coeff di accrescimento nel calcolo del carico totale.

$$q_{\text{tot}} = 2,7578 \text{ KN/mq} + 0,9106 \text{ KN/mq} = 3,6684 \text{ KN/mq}$$

Otteniamo quindi un nuovo carico totale  $Q = 51,5 \text{ KN/mq}$  che ci cambierà il momento agente sulla trave  $M = 412 \text{ KNm}$ , che ci daranno un nuovo il modulo di resistenza a flessione minimo  $W_{\text{min}} = M_{\text{max}} / \sigma_{\text{amm}} = 1722,93 \text{ cm}^3$

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	fy,k	f_d	Wx
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	cm <sup>3</sup>
4	3,6684	2,774	3,00	51,5	4	412	275	239,13	1722,93

Come notiamo, nonostante nel primo dimensionamento non fosse considerata il peso proprio della trave, il profilo scelto è stato verificato, avendo ottenuto ora un modulo a flessione comunque inferiore a quello del profilato di progetto.

Arrivati a questo punto possiamo procedere alla verifica a deformabilità della trave a sbalzo.

Il profilato scelto avrà un momento di inerzia pari a :

$$I = 42800 \text{ cm}^4$$

E un peso pari a :

$$p = 90,7 \text{ Kg/m} = 9,07 \text{ KN/m}$$

Da cui ricaviamo l'abbassamento max pari a:

$$v_{\max} = (q \times l^4) / 8 \times E \times I = 1,53 \text{ cm}$$

con modulo elastico dell'acciaio di 210000 N/mmq

Con quest'ultimo dato possiamo procedere alla verifica per la quale di deve avere che il rapporto tra la luce considerata e l'abbassamento prodotto debba essere maggiore, o al più uguale, di 250:

$$l/v_{\max} > 250$$

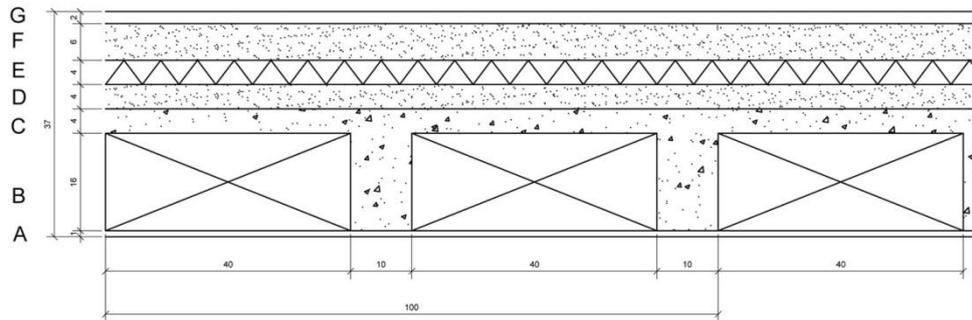
$$l/v_{\max} = 260,09 > 250 \text{ SI}$$

interax	qs	qp	qa	q	luce	M	fy,k	f_d	Wx	ix	peso	q	E	vmax	l/vmax	
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	cm3	cm4	kN/m	kN/m	N/mmq	cm		
4	2,7578	2,774	3,00	46,765	4	374,12	275	239,13	1564,51	42800	9,07	43,197	210000	1,5379	260,09	SI

Abbiamo quindi ottenuto un valore maggiore di 250, il che ci consente di considerare accettabile la deformazione della trave a sbalzo e quindi di confermare la sezione scelta. Nel caso la verifica a deformabilità della trave non fosse stata soddisfatta avremmo dovuto procedere ad un nuovo dimensionamento della trave o a modificare se possibile le dimensioni dell'oggetto in modo da renderlo più accettabile.

## SOLAIO IN CEMENTO ARMATO

Infine anche per il caso del solaio in cemento armato è stata scelta una soluzione, come quella dell'esercitazione precedente, rappresentata in figura, il cui pacchetto solaio è costituito da:



- A. Intonaco con peso specifico pari a  $1600 \text{ Kg/mc} = 16000 \text{ N/mc} = 16 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,01\text{m}$
- B. Pignatte con peso specifico pari a  $12 \text{ KN/mc}$  di dimensioni pari a  $0,40\text{m} \times 0,16\text{m}$  ( $n^{\circ}2$  in  $1 \text{ mq}$ ) e calcestruzzo con peso specifico pari a  $25 \text{ KN/mc}$  e dimensioni  $0,10\text{m} \times 0,16\text{m}$  ( $n^{\circ}2$  in  $1 \text{ mq}$ )
- C. Calcestruzzo con peso specifico pari a  $25 \text{ KN/mc}$  e spessore pari a  $0,04\text{m}$
- D. Massetto in malta con peso specifico pari a  $18 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,04 \text{ m}$
- E. Isolante di fibra di legno con peso specifico pari a  $160 \text{ kg/mc} = 1600 \text{ N/mc} = 1,6 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,04 \text{ m}$
- F. Allettamento in malta con peso specifico pari a  $18 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,06 \text{ m}$
- G. Pavimento in porcellana con peso specifico pari a  $2 \text{ Kg/dmc} = 20\text{N}/0,001\text{mc} = 20000 \text{ N/mc} = 20 \text{ KN/mc}$  e spessore  $0,02 \text{ m}$

Sono stati calcolati il carico strutturale, il carico permanente e il carico accidentale, la cui somma, tenendo conto dei coeff di accrescimento, ha dato il carico finale Q.

### CARICO STRUTTURALE

$$q_{\text{stot}} = 1,8 \text{ KN/mq}$$

### CARICO PERMANENTE

$$q_{\text{ptot}} = 5,46 \text{ KN/mq}$$

## CARICO ACCIDENTALE

$$q_a = 3 \text{ KN/mq}$$

## CARICO TOT

$$Q = 55,752 \text{ KN/mq}$$

Dal carico gravante sulla trave possiamo ricavare il momento agente sulla trave, la quale essendo una trave a sbalzo sarà , con  $l=4\text{m}$  :

$$M = q \times l^2 / 2 = 446,016 \text{ KNm}$$

Ai fini del progetto è stato scelto un acciaio da armatura B450A con tensione di snervamento  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>) pari a 450 N/mm<sup>2</sup> da cui si ricava una tensione ammissibile  $\sigma_{famm}$  pari a 391,30 N/mm<sup>2</sup>, ottenuta dalle tensione di snervamento diviso un coeff di sicurezza per l'acciaio e un calcestruzzo con resistenza a compressione  $R_{ck} = 50$  MPa da cui si ricava una tensione ammissibile  $\sigma_{camm}$  pari a 28,57 N/mm<sup>2</sup>.

Da progetto si decide di impostare una base di 30cm, ricavando così una altezza utile  $h$  (che esclude il copriferro in quanto inerte dal punto di vista meccanico) pari a 49,10 cm.

A questa altezza utile si decide di aggiungere un copriferro pari a 4 cm per ottenere infine una altezza complessiva di  $H = 53,10$  cm che può essere sovradimensionata a  $H_d = 55$  cm.

interax	qs	qp	qa	q	luce	Mmax	fy	fd f	fck	fd c	alfa	r	b	h	delta	H	Hd
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>			cm	cm	cm	cm	cm
4	1,8	5,46	3,00	55,752	4	446,016	450	391,30	50	28,57	0,52	2,15	30	49,10	4	53,10	55

A questo punto, come per le tecnologie precedenti, consideriamo anche il peso proprio della trave, per verificare se effettivamente la trave così dimensionata sia in grado di portare anche il peso proprio.

$$P_{trave} = p_{strave} \times V = 25 \text{ KN/mc} \times (0,30 \times 0,55 \times 1) \text{ mc/mq} = 4,125 \text{ KN/mq}$$

Tale peso andrà aggiunto al carico strutturale, in modo da tener conto del coeff di accrescimento nel calcolo del carico totale.

$$q_{\text{stot}} = 1,8 \text{ KN/mq} + 4,125 \text{ KN/mq} = 5,925 \text{ KN/mq}$$

Otteniamo quindi un nuovo carico totale  $Q = 77,202 \text{ KN/mq}$  che ci cambierà il momento agente sulla trave  $M = 617,616 \text{ KNm}$ ;

Se la sciamo per progetto la base a  $B = 30 \text{ cm}$ , avremo così una nuova altezza minima utile della sezione pari a  $h = 57,78 \text{ cm}$ ; per cui la sezione precedente non è in grado di sostenere oltre al carico del solaio anche il proprio peso e di resistere alla flessione causata dallo sbalzo;

Procediamo ridimensionando la sezione, per cui considerando il copriferro che lasceremo a  $4 \text{ cm}$  arriviamo ad una altezza complessiva  $H = 61,78 \text{ cm}$ , che andremo a ingegnerizzare fino ad ottenere una altezza complessiva reale di  $H_d = 63 \text{ cm}$

interax	qs	qp	qa	q	luce	Mmax	fy	fd f	fck	fd_c	alfa	r	b	h	delta	H	Hd
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq			cm	cm	cm	cm	cm
4	5,925	5,46	3,00	77,202	4	617,616	450	391,30	50	28,57	0,52	2,15	30	57,78	4	61,78	63

Procediamo nuovamente con la stessa verifica, che ci conferma questa volta la sezione scelta, in quanto ci suggerisce una altezza minima utile di  $h = 58,94 \text{ cm}$  che con tanto di copriferro arriva a una altezza complessiva  $H = 62,94$  ossia inferiore a quella ingegnerizzata.

$$P_{\text{trave}} = p_{\text{strave}} \times V = 25 \text{ KN/mc} \times (0,30 \times 0,63 \times 1) \text{ mc/mq} = 4,72 \text{ KN/mq}$$

$$q_{\text{stot}} = 1,8 \text{ KN/mq} + 4,72 \text{ KN/mq} = 6,525 \text{ KN/mq}$$

interax	qs	qp	qa	q	luce	Mmax	fy	fd f	fck	fd_c	alfa	r	b	h	delta	H	Hd
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq			cm	cm	cm	cm	cm
4	6,525	5,46	3,00	80,322	4	642,576	450	391,30	50	28,57	0,52	2,15	30	58,94	4	62,94	63

Arrivati a questo punto con la sezione dimensionata a (30 x 63) cm possiamo procedere alla verifica a deformabilità della trave a sbalzo.

Essendo una sezione rettangolare otteniamo un momento d'inerzia pari a

$$I = (b \times h^3) / 12 = 625118 \text{ cm}^4$$

Da cui ricaviamo l'abbassamento max pari a

$$v_{\max} = (q \times l^4) / 8 \times E \times I = 1,58 \text{ cm}$$

con modulo elastico del ca di 21000 N/mm<sup>2</sup>

Con quest'ultimo dato possiamo procedere alla verifica per la quale si deve avere che il rapporto tra la luce considerata e l'abbassamento prodotto debba essere maggiore, o al più uguale, di 250:

$$l/v_{\max} > 250$$

$$l/v_{\max} = 253,76 > 250 \text{ SI}$$

Abbiamo quindi ottenuto un valore maggiore di 250, il che ci consente di considerare accettabile la deformazione della trave a sbalzo e quindi di confermare la sezione scelta. Nel caso la verifica a deformabilità della trave non fosse stata soddisfatta avremmo dovuto procedere ad un nuovo dimensionamento della trave, già fatto precedentemente o a modificare se possibile le dimensioni dell'oggetto in modo da renderlo più accettabile.

interax	qs	qp	qa	q	luce	Mmax	fy	fd f	fck	fd c	alfa	r	b	h	delta	H	Hd	area	peso	q	E	lx	vmax	l/vmax	
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq			cm	cm	cm	cm	cm	mq	kN/m	kN/m	N/mmq	cm4	cm		
4	6,525	5,46	3,00	80,322	4	642,576	450	391,30	50	28,57	0,52	2,15	30	58,94	4	62,94	63	0,19	4,73	64,67	21000	625118	1,58	253,76	SI