

RESISTENZA/TENSIONI DIMENSIONAMENTO

Corso di Progettazione Strutturale B
a.a. 2014/2015 prof. Ginevra Salerno
Commento alla prima esercitazione

Il **metodo di progetto** che vi presentiamo consiste nell'imporre che la tensione massima nella trave sia uguale alla tensione di progetto del materiale, definita dalla normativa. Questo procedimento, che ci consente di dimensionare l'altezza della sezione di una trave, è quello che viene utilizzato anche nel file Excel "esercitazione travi_3_11_2014", disponibile nella sezione *Download* del Portale di Meccanica. (http://design.rootiers.it/strutture/vista_download).

Il file Excel presenta soluzioni per i tre più comuni materiali di costruzione: legno, acciaio e cemento armato; per tanto è organizzato con **tre fogli di calcolo**, ognuno relativo ad uno dei tre materiali; questi tre fogli si possono trovare a sinistra nella barra in basso della schermata principale.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
	interasse (m)	q_d (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_d (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	K_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{max} (cm)	H (cm)	
2	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
3	8,00	1,50	1,50	2,00	55,20	6,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	65,00	
4	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00	
5							0,00								
6							0,00								
7							0,00								
8							0,00								

FIG.01

Osservando i tre fogli, si può notare subito come alcune colonne siano riempite in azzurro ed altre lasciate bianche e questo permette di distinguere le celle in cui è necessario inserire i dati (quelle azzurre), da quelle che autonomamente forniscono un risultato, tramite una formula preimpostata (le caselle in bianco). Risulta necessario capire cosa si nasconde dietro ognuna di queste caselle, siano esse azzurre o bianche.

L'applicazione del procedimento proposto prevede la conoscenza di alcuni dati di progetto che ci consentiranno poi di determinare l'altezza della sezione della nostra trave, sia essa in legno, in acciaio o in calcestruzzo. Per questo motivo le prime colonne sono comuni a tutti e tre i fogli di calcolo, poiché contengono informazioni di base, che rappresentano alcuni dati progettuali.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
	interasse (m)	q_d (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_d (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	K_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{max} (cm)	H (cm)	
2	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
3	8,00	1,50	1,50	2,00	55,20	6,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	65,00	
4	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00	
5							0,00								
6							0,00								
7							0,00								
8							0,00								

FIG.02

L'esercitazione inizia partendo da una pianta di carpenteria di un edificio generico, la cui struttura è composta da telai piani, ossia da travi che collaborano con i pilastri. In prima istanza e solo allo scopo di questa esercitazione il vincolo che il pilastro esercita sulle travi può essere ritenuto di appoggio semplice.

Per ognuna delle tre tecnologie va preso una pianta di carpenteria di riferimento, ad esempio nella FIG.03 viene rappresentata l'orditura di un solaio in acciaio, con pilastri realizzati con profili HE e travi con profili IPE;

mentre nella FIG.04 possiamo osservare una pianta di carpenteria di un solaio in cemento armato, avente travi e pilastri con sezioni rettangolari per i primi e quadrate per i secondi.

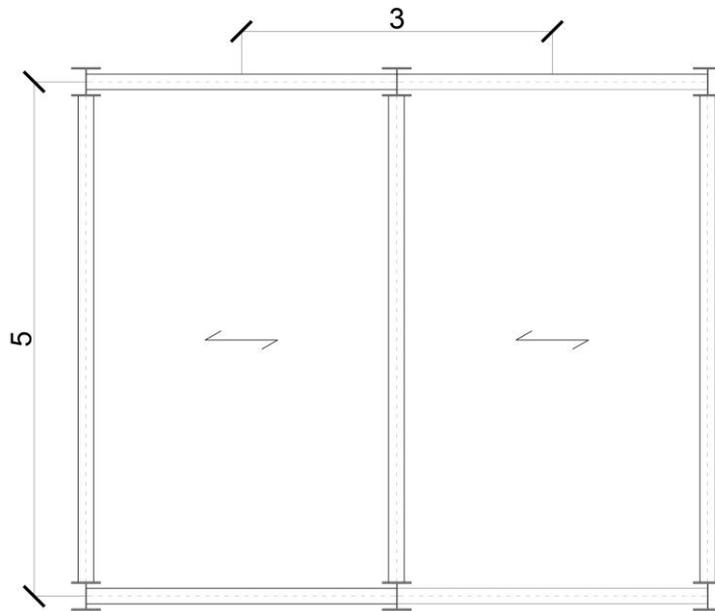


FIG.03

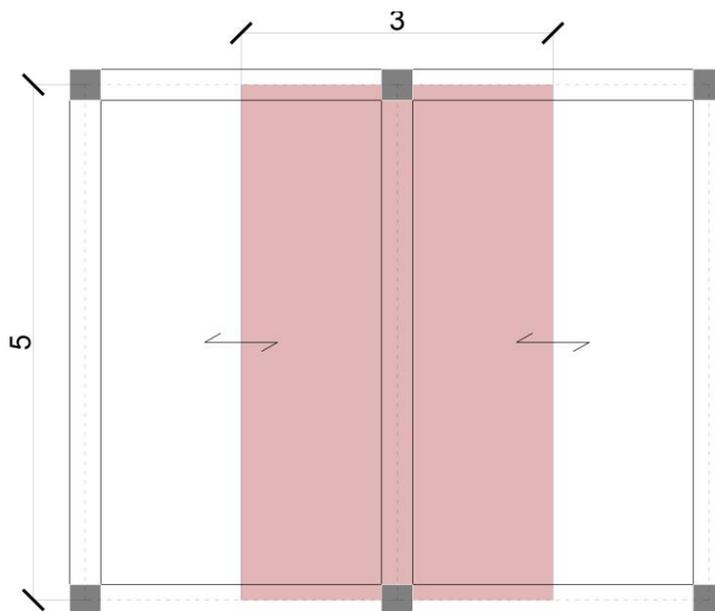


FIG.04

La prima operazione da compiere per effettuare questa esercitazione è quella di individuare la trave maggiormente sollecitata, mettendo in evidenza la sua area di influenza e misurando la lunghezza dell'**interasse**, primo valore richiesto dalla tabella Excel.

esercitazione travi_3_11_2014.xls [modalità compatibilità] - Excel

FILE HOME INSERISCI LAYOUT DI PAGINA FORMULE DATI REVISIONE VISUALIZZA Nitro Pro 9

Taglia Copia Copia formata Incolla Appunti

Arial - 10

Carattere

Unisci e allinea al centro

Formattazione condizionale

Formatta come tabella

Stili cella

Inserisci Elimina Formato

Celle

G9

$=E9*F9*2/8$

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
	interasse (m)	q_d (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_{d+s} (KN/m ²)	q_d (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	f_{mk} (N/mm ²)	k_{red}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{eff} (cm)	H (cm)	
1	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
2	8,00	1,50	1,50	2,00	55,20	6,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	85,00	
3	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00	
4					0,00		0,00								
5					0,00		0,00								
6					0,00		0,00								
7					0,00		0,00								
8					0,00		0,00								

legno acciaio cls armato

PRONTO

FIG.05

Poi ci sono una serie di colonne riguardanti i diversi carichi agenti sul solaio (espressi come densità di carico superficiale in kN/m^2) che ci consentiranno di determinare il carico di progetto sulla trave evidenziata (densità di carico lineare, espressa in kN/m). Nello specifico viene richiesto il carico strutturale q_s (kN/m^2), il carico permanente q_p (kN/m^2), e il carico accidentale q_a (kN/m^2).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	interasse (m)	q_s (kN/m^2)	q_p (kN/m^2)	q_a (kN/m^2)	q_s (kN/m)	luce (m)	M_{max} ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	$f_{t,k}$ (N/mm^2)	k_{mod}	γ_m	f_g (N/mm^2)	b (cm)	h_{tot} (cm)	H (cm)	
2	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
3	8,00	1,50	1,50	2,00	55,20	8,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	65,00	
4	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00	
5					0,00		0,00								
6					0,00		0,00								
7					0,00		0,00								
8					0,00		0,00								

FIG.06

Per **carico strutturale** q_s si intende il carico dovuto al peso proprio di tutti quegli elementi che svolgono una funzione portante, quello **permanente** q_p invece rappresenta il carico dovuto al peso proprio di tutti quegli elementi che gravano sulla struttura portante per il suo intero periodo di vita e che non svolgono un ruolo strutturale.

Prendendo in analisi un metro quadro (m^2) di solaio, rappresentato in sezione, è quindi necessario distinguere gli elementi strutturali da quelli non strutturali, per capire quali rappresentano un carico strutturale e quali un carico permanente. Ad esempio, in un solaio di cemento armato il carico strutturale è dovuto al peso dei travetti, della soletta collaborante e dei mattoni (a dire il vero i mattoni forati non hanno una funzione strutturale ma fungono da elemento di alleggerimento, da inerzia termica, inerzia acustica e cassaforma a perdere per il getto di calcestruzzo, nonché superficie intonacante, ma tradizionalmente il loro peso vien incluso nel carico strutturale); al contrario, il peso degli intonaci, delle mattonelle, dei massetti di livellamento, degli impianti, dei tramezzi divisorii interni all'edificio, si configurano come carichi permanenti ma non strutturali. Pertanto per calcolare il peso a metro quadro di ogni elemento tecnologico, in generale noi dobbiamo conoscere le sue dimensioni e il materiale di cui è fatto, in modo tale da moltiplicare il suo peso specifico (espresso in kN/m^3) per la quantità di volume (espressa in m^3/m^2) di quel materiale contenuta in un metro quadrato di solaio. Questo calcolo analitico non viene effettuato per gli impianti ed i tramezzi che vengono forfettariamente tenuti in conto con una "incidenza" a metro quadrato (ad esempio: 1kN/m^2 per i tramezzi; $0,5\text{kN/m}^2$ per gli impianti) sia per la difficoltà di effettuare precisamente il calcolo, sia perché la distribuzione interna e la quantità dei tramezzi spesso cambia nella vita di una costruzione.

A differenza dei carichi strutturali e permanenti i **carichi accidentali** q_a hanno una natura fortemente aleatoria; possono anzitutto essere variabili nel tempo, possono anche non verificarsi per l'intera vita di una costruzione (ad esempio, il sisma) e, tra questi, ci sono anche i carichi di esercizio, poiché sono legati alla funzione che svolgerà l'edificio. Tutti i carichi accidentali sono regolati dalla normativa: la normativa attualmente vigente sono le **NTC2008- Norme tecniche per le costruzioni- D. M. 14 Gennaio 2008**, di cui in seguito vengono riportati degli stralci. Ad esempio qui di seguito viene riportata la tabella con i valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici. Per questa esercitazione, altri carichi accidentali (vento, sisma, neve, etc) non vengono presi in considerazione.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

FIG.07

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
	interasse (m)	q_s (kN/m ²)	q_p (kN/m ²)	q_a (kN/m ²)	q_t (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN·m)	T_{max} (N/mm ²)	k_{red}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{max} (cm)	H (cm)	
1	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
2	8,00	1,50	1,50	2,00	56,20	6,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	65,00	
3	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00	
4					0,00		0,00								
5					0,00		0,00								
6					0,00		0,00								
7					0,00		0,00								
8					0,00		0,00								

FIG.08

Il carico totale a metro lineare sulla trave (colonna campita in rosso della figura di sopra) viene ricavato automaticamente inserendo i valori prima descritti, non come una semplice somma di carichi precedenti (q_s , q_p , q_a) ma con una formula per la cui comprensione è necessario premettere due precisazioni.

La prima precisazione tiene conto del fatto che la normativa impone l'utilizzo di **coefficienti moltiplicativi** dei singoli carichi, che forniscono il carico totale come una **combinazione di carico**, espressa dalla formula seguente:

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

i cui coefficienti moltiplicativi (γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Q1}) sono riportati in normativa in funzione dello stato limite che si intende considerare. La teoria degli stati limiti non è oggetto di questo corso. Basti qui ricordare che il dimensionamento della trave fa riferimento allo stato limite ultimo e che la tabella sottostante riporta i coefficienti della combinazione di carico corrispondente:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.5

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

FIG.09

La seconda precisazione riguarda il fatto che il carico espresso dall'eq. (1) è il carico previsto dalla normativa per un metro quadro di solaio. Da questo carico noi dobbiamo ricavare il carico agente sulla trave, che sarà espresso in kN/m.

A tal fine è necessario individuare l'area di influenza della trave (evidenziata in FIG.03), ossia l'area A di solaio il cui peso è portato dalla trave.

$$A = i \times l$$

Conoscendo il carico incidente su un metro quadro di solaio (q_{solaio}) e l'area del solaio portato dalla trave, possiamo ricavare il carico totale q_{tot} del solaio di area A .

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

Adesso per trovare il valore del carico lineare incidente sulla trave è necessario dividere il carico totale q_{tot} per l'interasse i .

$$q_{trave} = \frac{q_{tot}}{l} = q_{solaio} \times i$$

Pertanto la densità di carico agente sulla trave varrà:

$$q_u \left[\frac{kN}{m} \right] = (1,3 q_s + 1,5 q_p + 1,5 q_a) \left[\frac{kN}{m^2} \right] \times i [m] \quad (2)$$

Questo carico viene denominato q_u perché la (1) rappresenta la combinazione di carico per Stato Limite Ultimo disposta dalla normativa.

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:

$$M_{max} = \frac{q_u l^2}{8} \quad (3)$$

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
	interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{t,d}$ (N/mm ²)	k_{red}	γ_{m1}	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{tot} (cm)	H (cm)	
2					20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
3	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
4	8,00	1,50	1,50	2,00	56,20	8,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	65,00	
5	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00	
6					0,00		0,00								
7					0,00		0,00								
8					0,00		0,00								

FIG.10

Finora non è stato mai specificato su quale foglio di calcolo ci trovassimo, poiché la prima parte della tabella è comune a tutti e tre i fogli. Ciò nonostante va precisato che anche se il significato delle prime colonne è comune ai tre fogli, non è detto che i valori numerici del carico strutturale q_s sia uguale nei tre fogli, in quanto si ipotizza che su di una trave in cemento armato ci sia un solaio in cemento armato (approssimativamente $q_s= 2,5 \text{ kN/m}^2$), su di una trave in acciaio ci sia un solaio in acciaio (approssimativamente $q_s= 1,5 \text{ kN/m}^2$), e che su di una trave in legno ci sia un solaio in legno (approssimativamente $q_s= 0,5 \text{ kN/m}^2$); il che non esclude soluzioni di natura mista, che però in questo foglio Excel non vengono prese in considerazione.

Ciò premesso entriamo nella parte della tabella che è diversa a seconda della tecnologia prescelta.

1) TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE

Nel dimensionamento di una sezione di una trave in legno il progettista deve scegliere il tipo di legno da utilizzare e quindi inserire nella colonna corrispondente la **resistenza caratteristica a flessione** $f_{m,k}$ del legno prescelto. In realtà il progettista si riferisce non ad un'essenza (castagno, abete, pino, etc.), bensì ad una tecnologia (legno massiccio o legno lamellare) e ad una classe di resistenza. Da queste due scelte si ricava il valore di $f_{m,k}$, utilizzando la normativa.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
	interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_s (KN/m)	lucè (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{max} (cm)	H (cm)
1	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00
2	8,00	1,50	1,50	2,00	55,20	6,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	85,00
3	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00
4					0,00		0,00							
5					0,00		0,00							
6					0,00		0,00							
7					0,00		0,00							
8					0,00		0,00							

FIG.11

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

$$f_d = \frac{k_{mod} f_{m,k}}{\gamma_m} \quad (4)$$

Nella eq. (4) ci sono delle grandezze che vanno definite.

Anzitutto: $f_{m,k}$, che è la resistenza caratteristica del legno; di seguito viene riportata, ad esempio, una tabella dei valori caratteristici e medi di resistenza e modulo di elasticità delle varie classi di resistenza del legno lamellare di conifera.

Valori caratteristici per le proprietà di resistenza in N/mm ²		LEGNO LAMELLARE (UNI EN 1194)					
		GL 24c	GL 24h	GL 28c	GL 28h	GL 32c	GL 36c
resistenza a flessione	$f_{m,k}$	24	24	28	28	32	36
resistenza a trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14	16,5	16,5	19,5	19,5	22,5
resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0,35	0,4	0,4	0,45	0,45	0,5
resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21	24	24	26,5	26,5	29
resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2,4	2,7	2,7	3,0	3,0	3,3
resistenza a taglio	$f_{v,k}$	2,2	2,7	2,7	3,2	3,2	3,8

Valori caratteristici per le proprietà di massa volumica in kg/m ³		LEGNO LAMELLARE (UNI EN 1194)					
		GL 24c	GL 24h	GL 28c	GL 28h	GL 32c	GL 36c
modulo di elasticità medio parallelo alla fibratura	$E_{0,mean}$	11.600	11.600	12.600	12.600	13.700	14.700
modulo di elasticità parallelo alla fibratura	$E_{0,05}$	9.400	9.400	10.200	10.200	11.100	11.900
modulo di elasticità medio perpendicolare alla fibratura	$E_{90,mean}$	320	390	390	420	420	460
modulo di taglio medio	G_{mean}	590	720	720	780	780	850
massa volumica	ρ_k	350	380	380	410	410	430

FIG.12

Nell'eq. (4) il coefficiente k_{mod} è un coefficiente diminutivo dei valori di resistenza del materiale, che tiene in conto l'effetto della durata del carico e delle condizioni di umidità in cui la struttura si troverà ad operare. In più esso dipende dal tipo di materiale prescelto. È fornito dalla normativa.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
	interasse (m)	q_k (KN/m ²)	q_k (KN/m ²)	q_k (KN/m ²)	q_k (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{max} (cm)	H (cm)	
1	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
2	8,00	1,50	1,50	2,00	55,20	6,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	85,00	
3	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00	
4					0,00		0,00								
5					0,00		0,00								
6					0,00		0,00								
7					0,00		0,00								
8					0,00		0,00								

FIG.13

Per definirne il valore, è necessario conoscere la durata del carico e la classe di servizio; a tal proposito la normativa riporta che:

Le **classi di durata del carico** si riferiscono a un carico costante agente per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamento durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere, appartengono alla classe di durata istantanea.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

FIG.14

Le **classi di servizio** sono 3, si riferiscono a tre condizioni climatiche differenti e sono descritte nella tabella sottostante. Il progettista ha la responsabilità di comprendere quali sono le condizioni climatiche in cui la struttura che sta progettando è chiamata ad operare.

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

FIG.15

I valori di k_{mod} sono infine riportati nella tabella sottostante.

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			2	-	-	-	0,45	0,80
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

FIG.16

Continuando l'analisi della eq. (4), γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale e i suoi valori sono riportati nella tabella sottostante.

Stati limite ultimi	γ_m
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

FIG.17

Il foglio Excel consente di selezionare il coefficiente di sicurezza in base al materiale prescelto.

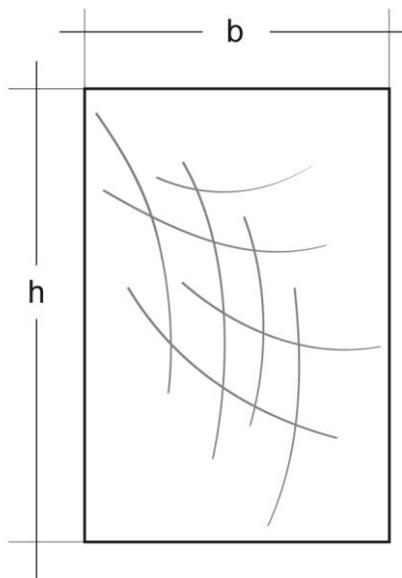
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_d (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_d (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	f_{mk} (N/mm ²)	k_{mod}	v_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)	
2															
3	2,80	0,40	2,53	2,00	20,98	8,00	167,81	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	46,61	50,00	
4	8,00	1,50	1,50	2,00	55,20	6,00	248,40	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	62,30	65,00	
5	10,00	1,00	1,00	2,00	56,00	8,00	448,00	24,00	0,80	1,50	12,80	30,00	83,67	85,00	
6					0,00		0,00								
7					0,00		0,00								
8					0,00		0,00								

FIG.18

Dopo aver inserito le informazioni geometriche, le caratteristiche del materiale e aver determinato la tensione di progetto, possiamo dimensionare la sezione rettangolare della trave semplicemente scegliendo una base di progetto e quindi determinando l'altezza.

Questo metodo prevede infatti che h sia l'unica incognita da determinare per il dimensionamento, e che si considerino date b , M_{max} e la f_d .

DATI: b , M_{max} , f_d



$$h_{min} = \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \sqrt{\frac{6}{f_d}} \quad (5)$$

Nel caso specifico da noi considerato di una trave appoggiata, il momento massimo, che era dato dalla (3), ci consente di ricavare h_{min} come:

$$h_{min} = l \sqrt{\frac{3}{4} \frac{q_u}{b f_d}} \quad (6)$$

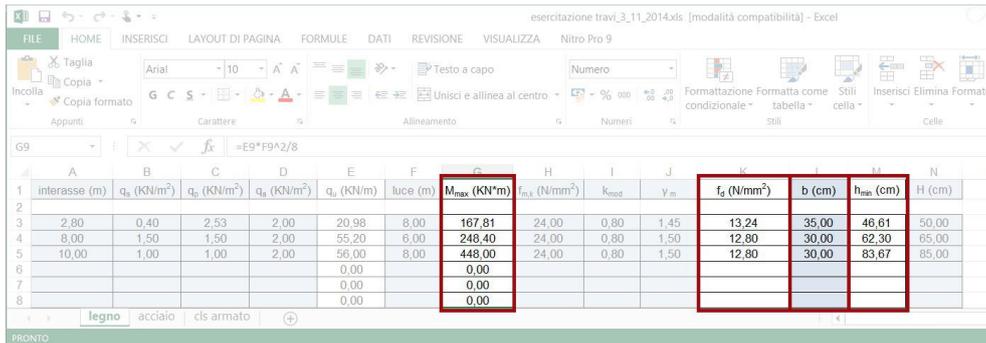


FIG.19

È appena il caso di far notare che il valore di h è il valore minimo che deve avere l'altezza della sezione. Qualora come generalmente accade il valore fornito dal file Excel sia decimale, questo va ingegnerizzato, ossia va scelta un valore dell'altezza superiore al valore minimo e compatibile con i profili esistenti sul mercato.

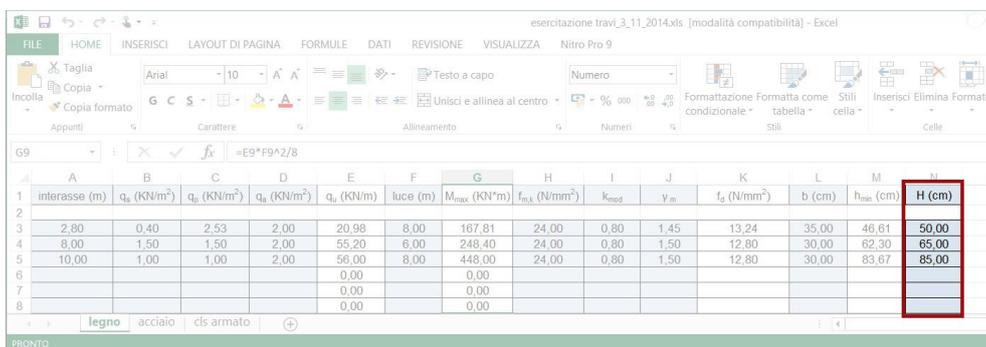


FIG.20

2) TRAVE IN ACCIAIO IPE

Il progetto della trave in acciaio è simile a quello della trave in legno, poiché dopo aver calcolato il momento massimo definito dall'eq. (3), il progettista deve scegliere il tipo di acciaio con cui intende realizzare la trave.

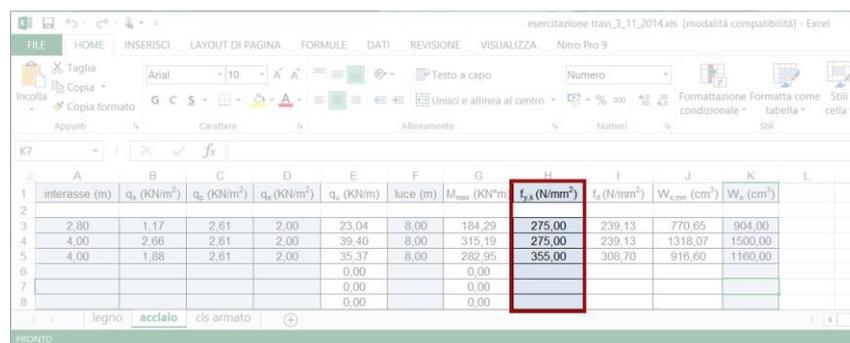


FIG.21

Il valore che distingue un acciaio da un altro è la tensione caratteristica di snervamento $f_{y,k}$ (i pedici y e k significano rispettivamente yield/snervamento e k/caratteristico), che individua la classe di resistenza del materiale. Di seguito viene riportata una tabella comparativa degli acciai utilizzati in carpenteria con le corrispondenti tensioni caratteristiche di snervamento.

Classe	Tensione di snervamento caratteristica	Tensione a rottura caratteristica
Fe 360/S235	235 MPa	360 MPa
Fe 430/S275	275 MPa	430 MPa
Fe 510/S355	355 MPa	510 MPa

FIG.22

La tensione di progetto f_{yd} si calcola a partire dalla tensione di snervamento dell'acciaio prescelto, tenendo conto di un coefficiente parziale di sicurezza γ_s , che in questo caso è pari a 1,05:

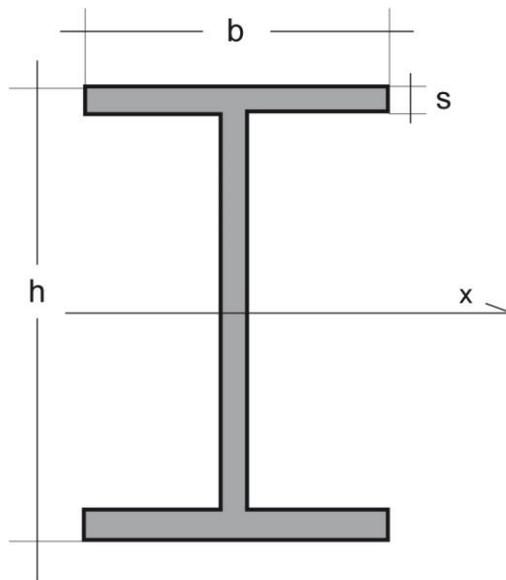
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (7)$$

interasse (m)	q_k (KN/m ²)	q_k (KN/m ²)	q_k (KN/m ²)	q_k (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	$f_{y,d}$ (N/mm ²)	$W_{x,max}$ (cm ³)	W_x (cm ³)
2,80	1,17	2,61	2,00	23,04	8,00	184,29	275,00	239,13	770,65	904,00
4,00	2,66	2,61	2,00	39,40	8,00	315,19	275,00	239,13	1318,07	1500,00
4,00	1,88	2,61	2,00	35,37	8,00	282,95	355,00	308,70	916,60	1160,00
				0,00		0,00				
				0,00		0,00				
				0,00		0,00				

FIG.23

Per il dimensionamento della nostra sezione in acciaio, dobbiamo determinare il modulo di resistenza a flessione minimo da utilizzare affinché la tensione massima del materiale non superi la tensione di progetto. In questo caso i dati di progetto sono f_{yd} ed M_{max} :

DATI: M_{max} , f_{yd}



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	interasse (m)	q ₁ (KN/m²)	q ₂ (KN/m²)	q ₃ (KN/m²)	q ₄ (KN/m)	luce (m)	M _{max} (KN*m)	f _x (N/mm²)	f _y (N/mm²)	W _{x,min} (cm²)	W _x (cm²)
2											
3	2,80	1,17	2,61	2,00	23,04	8,00	184,29	275,00	239,13	770,65	904,00
4	4,00	2,66	2,61	2,00	39,40	8,00	315,19	275,00	239,13	1318,07	1500,00
5	4,00	1,88	2,61	2,00	35,37	8,00	282,95	355,00	308,70	916,60	1160,00
6					0,00		0,00				
7					0,00		0,00				
8					0,00		0,00				

FIG.24

$$W_{x,min} = \frac{M_{max}}{f_{yd}} \quad (8)$$

Il valore di W_x , determinato dall'eq. (8) è il valore minimo che la sezione deve avere affinché nessuna fibra del materiale superi la tensione di progetto. Succede sempre che questo valore vada ingegnerizzato, ossia che vada scelto un valore del modulo di resistenza a flessione superiore al valore minimo e compatibile con i profili esistenti sul mercato. Di seguito sono riportati i profilati IPE.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	interasse (m)	q ₁ (KN/m²)	q ₂ (KN/m²)	q ₃ (KN/m²)	q ₄ (KN/m)	luce (m)	M _{max} (KN*m)	f _x (N/mm²)	f _y (N/mm²)	W _{x,min} (cm²)	W _x (cm²)
2											
3	2,80	1,17	2,61	2,00	23,04	8,00	184,29	275,00	239,13	770,65	904,00
4	4,00	2,66	2,61	2,00	39,40	8,00	315,19	275,00	239,13	1318,07	1500,00
5	4,00	1,88	2,61	2,00	35,37	8,00	282,95	355,00	308,70	916,60	1160,00
6					0,00		0,00				
7					0,00		0,00				
8					0,00		0,00				

FIG.25

Designazione profilo h mm	b mm	s _a mm	e mm	Sezione cm ²	Peso kg/m	Valori statici relativi agli assi xx-yy					
						J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE 80	46	3,8*	5,2	7,64	6,0	80,1	8,49	20,0	3,69	3,24	1,05
IPE 100	55	4,1	5,7	10,30	8,1	171,0	15,90	34,2	5,79	4,07	1,24
IPE 120	64	4,4	6,3	13,20	10,4	318,0	27,70	53,0	8,65	4,90	1,45
IPE 140	73	4,7	6,9	16,40	12,9	541,0	44,90	77,3	12,30	5,74	1,65
IPE 160	82	5,0	7,4	20,10	15,8	869,0	68,30	109,0	16,70	6,58	1,84
IPE 180	91	5,3	8,0	23,90	18,8	1317,0	101,00	146,0	22,20	7,42	2,05
IPE 200	100	5,6	8,5	28,50	22,4	1943,0	142,00	194,0	28,50	8,26	2,24
IPE 220	110	5,9	9,2	33,40	26,2	2772,0	205,00	252,0	37,30	9,11	2,48
IPE 240	120	6,2	9,8	39,10	30,7	3892,0	284,00	324,0	47,30	9,97	2,69
IPE 270	135	6,6	10,2	45,90	36,1	5790,0	420,00	429,0	62,20	11,20	3,02
IPE 300	150	7,1	10,7	53,80	42,2	8356,0	604,00	557,0	80,50	12,50	3,35
IPE 330	160	7,5	11,5	62,60	49,1	11770,0	788,00	713,0	98,50	13,70	3,55
IPE 360	170	8,0	12,7	72,70	57,1	16270,0	1043,00	904,0	123,00	15,00	3,79
IPE 400	180	8,6	13,5	84,50	66,3	23130,0	1318,00	1160,0	146,00	16,50	3,95
IPE 450	190	9,4	14,6	98,80	77,6	33740,0	1676,00	1500,0	176,00	18,50	4,12
IPE 500	200	10,2	16,0	116,00	90,7	48200,0	2142,00	1930,0	214,00	20,40	4,31
IPE 550	210	11,1	17,2	134,00	106,0	67120,0	2668,00	2440,0	254,00	22,30	4,45
IPE 600	220	12,0	19,0	156,00	122,0	92080,0	3387,00	3070,0	308,00	24,30	4,66

3) TRAVE IN CLS ARMATO A SEZIONE RETTANGOLARE

Il foglio di calcolo relativo al cemento armato ha bisogno di più informazioni per dimensionare l'altezza della sezione rettangolare di una trave; questo può essere spiegato dal fatto che si tratta di un materiale non omogeneo, composto da calcestruzzo e da acciaio.

Proprio per questo motivo in fase progettuale è necessario scegliere sia la resistenza caratteristica dell'acciaio (f_{yk}), che quella del calcestruzzo (f_{ck}). La FIG.26 e la FIG.27 rappresentano rispettivamente le classi di resistenza dell'acciaio da armatura e le classi di resistenza del calcestruzzo.

PROPRIETA'	B450A	B450C
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo Agt	$\geq 3\%$	$\geq 7\%$
Rapporto f_t / f_y	$\geq 1,05\%$	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,35$

FIG.26

CLASSE DI RESISTENZA	CATEGORIA CALCESTRUZZO	PRESCRIZIONI PARTICOLARI
C 8/10	Non strutturale	Nessuna
C 12/15		
C 16/20	Ordinario	Obbligo Certificazione FPC se prodotto all'esterno del cantiere
C 20/25		
C 25/30		
C 28/35		
C 32/40		
C 35/45		
C 40/50		
C 45/55		
C 50/60	Alte prestazioni	Obbligo sperimentazione preventiva + Certificazione FPC
C 55/67		
C 60/75	Alta resistenza	Obbligo di sperimentazione e autorizzazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
C 70/85		
C 80/95		
C 90/105		

FIG.27

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
1	interasse (m)	q_k (KN/m²)	q_{k1} (KN/m²)	q_{k2} (KN/m²)	q_k (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN/m²)	f_{yk} (N/mm²)	f_{yk} (N/mm²)	f_{ck} (N/mm²)	f_{ck} (N/mm²)	β	r	b (cm)	h_c (cm)	δ (cm)	H_{tot} (cm)	H	H/I	area (m²)	peso unitario (KN/m)
2	4,00	3,42	2,56	2,00	43,10	8,00	344,77	450,00	391,30	80,00	34,00	0,57	2,09	30,00	38,37	5,00	43,37	55,00	0,05	0,17	4,13
3					49,46	8,00	397,67	450,00	391,30	80,00	34,00	0,57	2,09	30,00	40,89	5,00	45,89	52,00	0,07	0,16	3,90
4	10,00	3,42	2,56	2,00	5,07	8,00	40,56	450,00	391,30	80,00	28,33	0,52	2,16	30,00	14,89	5,00	19,89	52,00	0,07	0,16	3,90
5					10,14	8,00	81,12	450,00	391,30	80,00	28,33	0,52	2,16	30,00	21,06	5,00	26,06	52,00	0,10	0,16	4,00
6	10,00	2,00	2,00	3,00	97,00	8,00	776,00	450,00	391,30	80,00	34,00	0,57	2,09	20,00	70,51	5,00	75,51	80,00	0,10	0,16	4,00
7					102,20	8,00	817,60	450,00	391,30	80,00	34,00	0,57	2,09	20,00	72,37	5,00	77,37	80,00	0,10	0,16	4,00

FIG.28

Avendo scelto le resistenze caratteristiche, è possibile ricavare da queste la tensione di progetto del calcestruzzo compresso (f_{cd}) e quella dell'acciaio (f_{yd}), che da normativa sono:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (9)$$

Con γ_s che è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed assume il valore di 1,15 per gli acciai da armatura.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10)$$

Con α_{cc} che rappresenta il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, pari a 0,85; e γ_c , il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, uguale a 1,5.

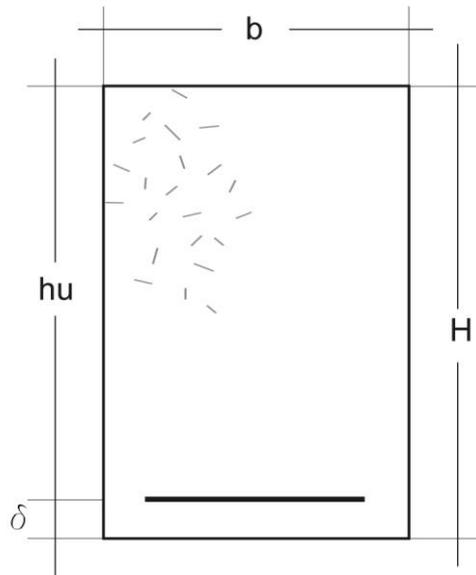
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
1	interasse (m)	q _k (KN/m ²)	q _k (KN/m ²)	q _k (KN/m ²)	q _k (KN/m)	luce (m)	M _{max} (KN·m)	f _{td} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h _u (cm)	δ (cm)	H _{min} (cm)	H	HI	area (m ²)	peso unitario (KN/m)			
2	4,00	3,42	2,56	2,00	43,10	8,00	344,77	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09	30,00	38,37	5,00	43,37	55,00	0,05	0,17	4,13
3	4,00	3,42	2,56	2,00	49,46	8,00	387,67	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09	30,00	40,69	5,00	45,69	55,00	0,05	0,17	4,13
4	10,00	3,42	2,56	2,00	5,07	8,00	40,56	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	30,00	14,89	5,00	19,89	52,00	0,07	0,16	3,90
5	10,00	3,42	2,56	2,00	10,14	8,00	81,12	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	30,00	21,06	5,00	26,06	52,00	0,07	0,16	3,90
6	10,00	2,00	2,00	3,00	97,00	8,00	776,00	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09	20,00	70,51	5,00	75,51	80,00	0,10	0,16	4,00
7	10,00	2,00	2,00	3,00	102,20	8,00	817,60	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09	20,00	72,37	5,00	77,37	80,00	0,10	0,16	4,00

FIG.29

Dai valori delle tensioni di progetto, si determina h_u (altezza utile della sezione) da cui poi H_{min} (altezza minima della sezione, comprensiva della distanza δ tra il baricentro dell'armatura e il filo del calcestruzzo teso) come:

$$H_{min} = h_u + \delta \quad (11)$$

DATI: $b, M_{max}, f_{yd}, f_{cd}, \delta$



$$h_u = r \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \quad (12)$$

Con:

$$r = \sqrt{\frac{2}{f_{cd} \left(1 - \frac{\beta}{3}\right) \beta}} \quad \text{e} \quad \beta = \left(\frac{f_{cd}}{f_{cd} + \frac{f_{yd}}{n}}\right) \quad (13)$$

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
1	interasse (m)	q _k (KN/m ²)	q _k (KN/m ²)	q _k (KN/m ²)	q _k (KN/m)	luce (m)	M _{max} (KN·m)	f _{td} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h _u (cm)	δ (cm)	H _{min} (cm)	H	HI	area (m ²)	peso unitario (KN/m)			
2	4,00	3,42	2,56	2,00	43,10	8,00	344,77	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09	30,00	38,37	5,00	43,37	55,00	0,05	0,17	4,13
3	4,00	3,42	2,56	2,00	49,46	8,00	387,67	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09	30,00	40,69	5,00	45,69	55,00	0,05	0,17	4,13
4	10,00	3,42	2,56	2,00	5,07	8,00	40,56	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	30,00	14,89	5,00	19,89	52,00	0,07	0,16	3,90
5	10,00	3,42	2,56	2,00	10,14	8,00	81,12	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	30,00	21,06	5,00	26,06	52,00	0,07	0,16	3,90
6	10,00	2,00	2,00	3,00	97,00	8,00	776,00	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09	20,00	70,51	5,00	75,51	80,00	0,10	0,16	4,00
7	10,00	2,00	2,00	3,00	102,20	8,00	817,60	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09	20,00	72,37	5,00	77,37	80,00	0,10	0,16	4,00

FIG.30

interasse (m)	q_k (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_d (KN/m ²)	q_k (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	F_{d1} (N/mm ²)	F_{d2} (N/mm ²)	F_{d3} (N/mm ²)	F_{d4} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_e (cm)	δ (cm)	H_{max} (cm)	H	HI	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
4.00	3.42	2.56	2.00	43.10	8.00	344.77	450.00	391.30	60.00	34.00	0.57	2.09	30.00	38.37	5.00	43.37	55.00	0.05	0.17	4.13
10.00	3.42	2.56	2.00	5.07	8.00	40.56	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	14.89	5.00	19.89	52.00	0.07	0.16	3.90
10.00	2.00	2.00	3.00	97.00	8.00	776.00	450.00	391.30	60.00	34.00	0.57	2.09	20.00	70.51	5.00	75.51	80.00	0.10	0.16	4.00

FIG.31

L'eq (11), individua un'altezza minima della sezione, anche nel caso di calcestruzzo armato le sezioni vengono ingegnerizzate portando l'altezza alla decina immediatamente superiore al valore minimo (ad esempio 46,3 cm si ingegnerizza in 50 cm).

Il foglio di calcolo relativo al cemento armato possiede delle caselle aggiuntive rispetto ai precedenti, che permettono di calcolare il peso proprio della trave (KN/m), conoscendo il peso specifico del calcestruzzo armato, che è pari a 25 kN/m³.

interasse (m)	q_k (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_d (KN/m ²)	q_k (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	F_{d1} (N/mm ²)	F_{d2} (N/mm ²)	F_{d3} (N/mm ²)	F_{d4} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_e (cm)	δ (cm)	H_{max} (cm)	H	HI	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
4.00	3.42	2.56	2.00	43.10	8.00	344.77	450.00	391.30	60.00	34.00	0.57	2.09	30.00	38.37	5.00	43.37	55.00	0.05	0.17	4.13
10.00	3.42	2.56	2.00	5.07	8.00	40.56	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	14.89	5.00	19.89	52.00	0.07	0.16	3.90
10.00	2.00	2.00	3.00	97.00	8.00	776.00	450.00	391.30	60.00	34.00	0.57	2.09	20.00	70.51	5.00	75.51	80.00	0.10	0.16	4.00

FIG.32

Il peso proprio della trave è un'informazione importante in quanto permette al progettista di verificare se la sezione da lui scelta, avente un'altezza H ingegnerizzata maggiore di quella minima indicata dal foglio Excel, è in grado di portare i carichi precedentemente indicati e il peso proprio dell'intera trave.

Tale verifica può essere facilmente effettuata aggiungendo nella casella di calcolo del carico totale q_{t1} , il peso proprio della trave moltiplicato per il fattore di sicurezza 1,3. Se l'altezza risultante dal nuovo dimensionamento sarà minore di quella precedentemente impostata da noi nella colonna H, la sezione risulterà verificata con l'aggiunta del peso proprio.

Questa aggiunta è inessenziale per le travi di legno e di acciaio perché sono mediamente elementi strutturali più leggeri delle trave in cemento armato, per cui l'incremento del momento flettente indotto dall'aggiunta del peso proprio è ampiamente compensato dall'incremento d'altezza prodotto dall'ingegnerizzazione.

interasse (m)	q_k (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_d (KN/m ²)	q_k (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	F_{d1} (N/mm ²)	F_{d2} (N/mm ²)	F_{d3} (N/mm ²)	F_{d4} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_e (cm)	δ (cm)	H_{max} (cm)	H	HI	area (m ²)	peso unitario (KN/m)	q_{t1}
4.00	3.42	2.56	2.00	43.10	8.00	344.77	450.00	391.30	60.00	34.00	0.57	2.09	30.00	38.37	5.00	43.37	55.00	0.05	0.17	4.13	49.46
10.00	3.42	2.56	2.00	5.07	8.00	40.56	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	14.89	5.00	19.89	52.00	0.07	0.16	3.90	40.69
10.00	2.00	2.00	3.00	97.00	8.00	776.00	450.00	391.30	60.00	34.00	0.57	2.09	20.00	70.51	5.00	75.51	80.00	0.10	0.16	4.00	72.37

FIG.33