

## Esercitazione2\_ Parte II\_Dimensionamento di un telaio in legno, calcestruzzo e acciaio

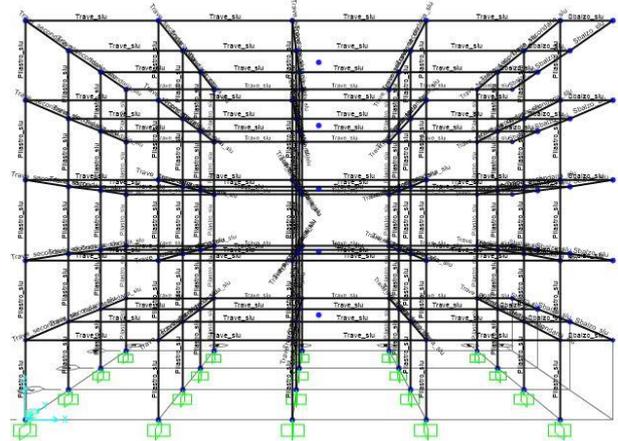
La seconda parte dell'esercitazione consiste nell'inserimento in SAP della struttura precedentemente dimensionata, e di verificare le sezioni con i dati forniti dal software. Anche in questo caso si prenderanno in considerazione due tipi di strutture diverse realizzate in tre materiali diversi: legno, calcestruzzo e acciaio.

### Struttura a telaio in calcestruzzo

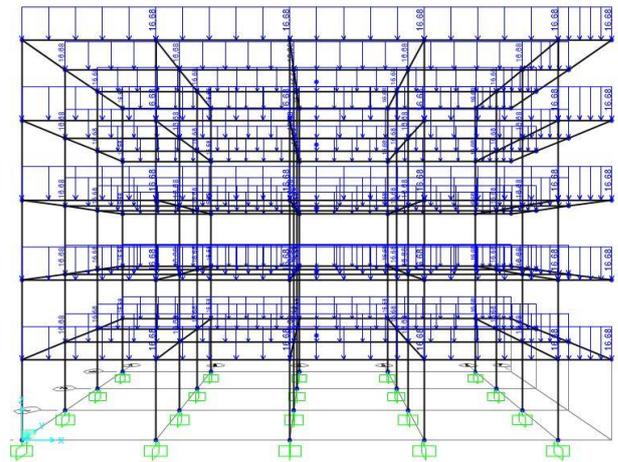
Si è iniziato disegnando lo schema strutturale in SAP di tutti gli elementi del piano terra che poi sono stati duplicati in altezza; ogni elemento è stato disegnato come un **frame** separato in modo da andare a generare dei nodi rigidi, vincolando alla fine i pilastri del piano terra con degli incastrati al suolo. Si è quindi passati alla definizione del materiale, **acciaio da carpenteria B450A** e **calcestruzzo C25/30**, e le sezioni come definite dall'esercitazione precedente:

- **Trave** di 30cm x 50cm
- **Sbalzo** 30cm x 45cm
- **Pilastro** 30cm x 50cm

In questa prima fase si è operata una semplificazione assegnando alla trave secondaria la stessa sezione della primaria per poterla modificare poi in seguito all'analisi. A questo punto si è passati all'inserimento dei carichi distribuiti lungo le travi principali,  $q_s = 16,6 \text{ kN/m}$ ,  $q_p = 5,16 \text{ kN/m}$ ,  $q_a = 8 \text{ kN/m}$ , definiti come il prodotto tra il peso del solaio trovato in precedenza e l'interasse. Nel calcolo strutturale questi sono stati combinati tra loro attraverso la **SLU** alla quale poi sono state aggiunte in seguito anche le forze orizzontali dovute dal vento e dal sisma.



Sezioni predimensionate - fig.1.1



Carichi agenti - fig.1.2

Fatta partire l'analisi sono state estrapolate le tabelle delle sollecitazioni di ogni singolo gruppo di elementi. Dalla tabella excel si cerca il valore massimo del **momento in 3-3**, ovvero quello relativo alla rotazione in z, sia per le travi primarie, che per le secondarie e gli sbalzi. Per le **travi** il momento massimo trovato risulta essere comunque più basso rispetto a quello calcolato in precedenza, questo perché nel nodo rigido il momento è passato, e quindi diverso da zero, permettendo di avere una sollecitazione in mezzzeria sensibilmente minore. Provando a eseguire il dimensionamento con il nuovo valore del momento, si è potuto constatare che la sezione scelta precedentemente era adeguata e verificata anche per questo, permettendoci quindi di mantenerla:

$M_{max}$ (KN*m)	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	B (cm)	$h_u$ (cm)	$\delta$ (cm)	$H_{min}$ (cm)	H (cm)
123,24	250,00	217,39	25,00	14,17	0,49	2,20	30,00	37,48	5,00	42,48	50,00

Dimensionamento Trave Principale\_Tabella - fig.1.3

Lo stesso procedimento è stato svolto per il calcolo della **trave secondaria**, in questo caso il momento risultava essere molto più basso rispetto a quello della primaria, questo perché su di essa non agivano i carichi  $q_s$ ,  $q_p$ ,  $q_a$ , ma solo quelli del peso proprio. Tenendo in considerazione il fatto che la trave secondaria funge comunque da controvento e che quindi non è possibile progettarla troppo snella, si è proceduto al nuovo dimensionamento:

$M_{max}$ (KN*m)	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	$r$	$b$ (cm)	$h_u$ (cm)	$\delta$ (cm)	$H_{min}$ (cm)	$H$ (cm)
7,42	250,00	217,39	25,00	14,17	0,49	2,20	30,00	9,20	5,00	14,20	30,00

Dimensionamento Trave secondaria\_Tabella – fig.1.4

Per quanto riguarda lo **sbalzo**, anche in questo caso si è svolta nuovamente l'operazione di ridimensionamento e verifica all'abbassamento come svolto nella parte dell'esercitazione precedente. In questo caso i valori del dimensionamento assegnati in precedenza potevano essere ottimizzati andando a diminuire l'altezza complessiva della sezione:

$M_{max}$ (KN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{mod}$	$\gamma_m$	$f_{d c}$	$b$ (cm)	$h_{min}$ (cm)	$H$ (cm)	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$q_e$ (kN/m)	$v_{max}$ (cm)	$I/v_{max}$
56,1	24	0,8	1,45	13,24	30	29,11	30	11000	67500	12	0,33	599,76

Dimensionamento Sbalzo\_Tabella – fig.1.5

Per quanto riguarda il **pilastro** si è proceduto attraverso il dimensionamento e la verifica a snellezza della sezione prendendo in considerazione lo sforzo **assiale** agente mediante i calcoli svolti in precedenza. In questo modo è stato possibile dimensionare il pilastro a compressione per poi verificarlo, una volta inserite le forze orizzontali, a pressoflessione.

$N$ (Kn)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$b_{min}$ (cm)	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	$L$ (m)	$\lambda^*$	$\rho_{min}$	$b_{min}$ (cm)	$B$ (cm)	$h_{min}$ (cm)	$H$ (cm)
1354	25,0	14,2	955,8	30,9	21000	1,00	3,00	120,96	2,48	8,59	30,00	31,86	55,00

$A_{design}$ (cm <sup>2</sup> )	$I_{design}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{max}$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{max}$ (cm <sup>3</sup> )	$q_t$ (Kn/m)	$M_t$ (Kn*m)	$\sigma_{max}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1650	123750	415938	15125,00	51,78	69,04	12,77

Dimensionamento Pilastro\_Tabella – fig.1.6

### Carico neve

Una volta definite le sezioni di tutti e quattro gli elementi, si è continuato attraverso la verifica degli elementi nel caso in cui questi siano sottoposti ad un carico maggiorato dal **peso della neve**. La maggiorazione dipende da moltissimi fattori quali la zona climatica in cui si trova l'edificio sottoposto al calcolo, la tipologia del tetto, la sua inclinazione, la possibilità di essere o meno riscaldato e altri. Nel nostro caso abbiamo ipotizzato un peso di circa **0,5 kN/m<sup>2</sup>**, dovuto al fatto che ci si trovi a Roma, con una tipologia edilizia comunque a questa zona. Il peso è stato poi moltiplicato anch'esso per l'interasse di 4m, in modo da trovarci un carico utilizzabile in SAP di **2 kN/m** e collocato sul solaio di copertura. Ipotizzando che nei 0,5kN/m<sup>2</sup> fosse già presente il coefficiente di sicurezza, abbiamo quindi operato un calcolo alla **SLU + neve**, verificando che gli sforzi negli elementi maggiormente sollecitati non aumentano in modo eccessivo, e che quindi le sezioni calcolate alla SLU erano verificate anche per il carico neve.

A questo punto si è passati alla verifica degli elementi verticali alle spinte orizzontali. Durante la vita di un edificio sebbene i carichi "principali" risultino essere quelli verticali, vi è una parte di forze orizzontali quali il

vento e la forza sismica, che investono la struttura in maniera orizzontale. E' quindi necessario verificare gli elementi verticali a queste forze, in quanto risultano essere quelli più sollecitati. Sia per il vento che per il sisma non siamo in grado di sapere quale sia la direzione precisa con cui investiranno la struttura, per questo motivo andremo a svolgerci un'analisi sia per la **direzione in x**, sia per la **direzione in y**, verificheremo per quale delle due i nostri elementi saranno più sollecitati e svolgeremo il dimensionamento.

### Spinta del vento

Il vento è considerato un agente dinamico, e quindi che varia di intensità e direzione nel tempo. Un edificio investito da una raffica di vento inizia ad oscillare attraverso un'oscillazione armonica, rendendo complessi i calcoli di verifica. Per questo motivo si è scelto di semplificare il caso preso in esame ipotizzando il vento come un agente statico, che imprimesse un carico distribuito verticalmente di **1,6kN/m<sup>2</sup>** sulla superficie dei pilastri in sopravvento e di **0,64kN/m<sup>2</sup>** per quelli sottovento.

Dall'analisi allegata di seguito, si è deciso di prendere in considerazione il momento sui pilastri in 3-3 nella direzione in **x**, in quanto risulta essere quella che maggiormente stressa il pilastro a flessione e compressione.

### Spinta sismica

La forza sismica che investe un edificio è caratterizzata da due grandezze principali: l'**accelerazione**, calcolata dall'energia che ci si aspetta venga sprigionata durante il sisma e che dipende dalla zona dove ci si trova espressa in una frazione di *g*, e la massa, e quindi il **peso**, dell'edificio

$$F_s = a \cdot m \rightarrow F_s = c \cdot g \cdot \frac{P}{g} \rightarrow F_s = c \cdot P \rightarrow F_s = c \cdot W$$

Dove **c** è una costante che individua l'intensità dell'accelerazione in funzione della forza gravitazionale e **W** la somma di tutti i carichi strutturali, permanenti, accidentali diminuiti al 30%, e della neve al 20%.

Sapendo che la forza sismica non si distribuisce verticalmente in maniera costante, ma linearmente nel centro d'area del solaio, ci andiamo a calcolare la forza concentrata nel centro d'area come:

$$F_i = \frac{F_s \cdot z_i \cdot W_i}{\sum z_i \cdot W_i}$$

Per il calcestruzzo le forze orizzontali nel centro d'area risultano essere:

<b>q<sub>s</sub></b> (kN/mq)	<b>q<sub>p</sub></b> (kN/mq)	<b>q<sub>a</sub></b> (kN/mq)	<b>q<sub>neve</sub></b> (kN/mq)	<b>W</b> (kN/mq)	<b>c</b>	<b>F<sub>s</sub></b> (kN/mq)	<b>Area Impalcato</b> (mq)
4,17	1,29	2,00	0,50	6,16	0,25	1,54	264

	<b>F</b> (kN/mq)	<b>F<sub>p</sub></b> (kN)
<b>F1</b>	0,10	27,10
<b>F2</b>	0,21	54,21
<b>F3</b>	0,31	81,31
<b>F4</b>	0,41	108,42
<b>F5</b>	0,51	135,52

*Tabella delle forze sismiche agenti su ogni singolo impalcato – fig.1.7*

Anche in questo caso si è svolta prima la verifica lungo la direzione x, e poi lungo quella y, andando poi a constatare che anche in questo caso gli elementi risultavano più sollecitati se investiti da una forza proveniente dalla direzione x. Dall'analisi allegata di seguito si è quindi svolta la verifica a pressoflessione del pilastro.

## Struttura a telaio in legno

Per quanto riguarda il dimensionamento e la verifica del **telaio in Legno** su **SAP2000**, è stata impiegata la medesima struttura elaborata per il **calcestruzzo armato** (dato che queste due erano geometricamente identiche), agendo su materiali e sezioni degli elementi.

I carichi definiti per i solai e la destinazione d'uso nella prima parte dell'esercitazione sono stati ripartiti sulle travi principali, facendo riferimento alla fascia di spettanza di queste, si sono così definiti  $q_s = 4,84 \text{ kN/m}$ ,  $q_p = 3,56 \text{ kN/m}$  e  $q_a = 8 \text{ kN/m}$ .

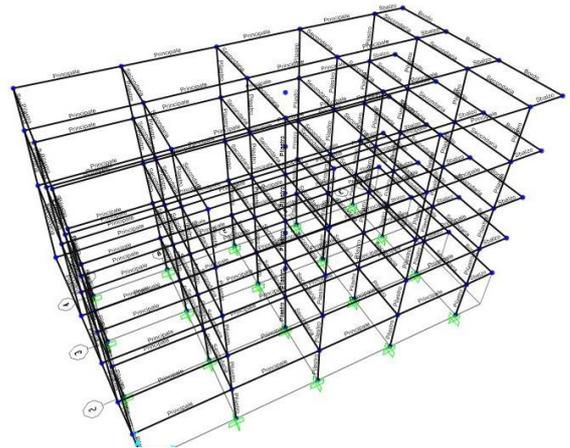
È stato quindi definito un nuovo materiale **legno lamellare** riportando i parametri impiegati precedentemente sul programma (cfr. tabelle materiali fornite per la prima parte dell'esercitazione), per poi andare a disegnare le sezioni di travi, sbalzi e pilastri.

Si è quindi partiti con l'utilizzo delle sezioni dimensionate precedentemente:

- **Trave Principale:** 300 mm x 350 mm
- **Sbalzo:** 300 mm x 300 mm
- **Pilastro:** 300 mm x 300 mm

In questa fase, la trave secondaria è stata dimensionata come lo sbalzo per poi riprogettarla successivamente secondo l'analisi dei carichi effettuata mediante SAP2000. Il passo successivo è stato quello di andare a **verificare il predimensionamento** degli elementi riportati sul programma rispetto allo SLU, questa volta facendo anche riferimento al carico distribuito della neve.

Dall'analisi è conseguito che la prima ingegnerizzazione delle **travi principali** risultava essere leggermente sovradimensionata (ciò era già stato previsto in quanto il momento flettente rispetto al modello della trave appoggiata risulta maggiore rispetto a quello del modello a nodi rigidi); ne sussegue che la sezione è stata leggermente ridotta rispetto alla nuova analisi (Tab. 2.2). La **trave secondaria** è stata dimensionata secondo lo stesso iter della principale, rispetto al momento flettente massimo estrapolato da SAP2000, ma l'altezza minima era così piccola che si è deciso di portare la sezione a un'altezza uguale a quella della principale (Tab. 2.3).



Schema del telaio in legno lamellare - fig 2.1

$M_{max}$ (KN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{mod}$	$\gamma_m$	$f_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$b$ (cm)	$h_{min}$ (cm)	$H$ (cm)
62,98	24,00	0,80	1,45	13,24	30,00	30,84	35,00

Dimensionamento Trave Principale\_Tabella - fig 2.2

$M_{max}$ (KN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{mod}$	$\gamma_m$	$f_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$b$ (cm)	$h_{min}$ (cm)	$H$ (cm)
0,76	24,00	0,80	1,45	13,24	30,00	3,39	30,00

Dimensionamento Trave Secondaria\_Tabella - fig 2.3

$M_{max}$ (kN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{mod}$	$\gamma_m$	$f_d$ c	$b$ (cm)	$h_{min}$ (cm)	$H$ (cm)	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$q_e$ (kN/m)	$v_{max}$ (cm)	$I/v_{max}$	
56,1	24	0,8	1,45	13,24	30	29,11	30	11000	67500	12	0,33	599,76	Sì

Dimensionamento Sbalzo\_Tabella - fig 2.4

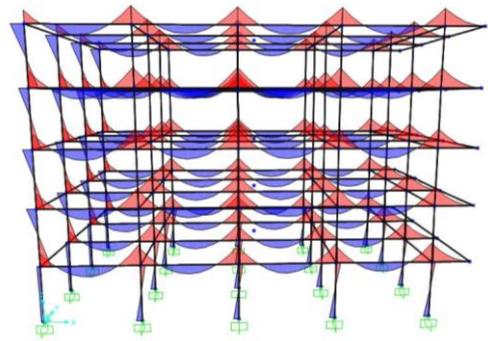
N (kN)	$f_{c0,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$k_{mod}$	$\gamma_m$	$f_{cod}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$E_{,005}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	L
98	24,00	0,80	1,45	13,24	526,8	9400	1,0	3,00

$\lambda_{max}$	$\rho_{min}$ (cm)	$b_{min}$ (cm)	B (cm)	$h_{min}$ (cm)	H (cm)	$A_{design}$ (cm <sup>2</sup> )	$I_{design}$ (cm <sup>4</sup> )
83,66	3,59	12,42	30,00	17,56	30,00	900	67500

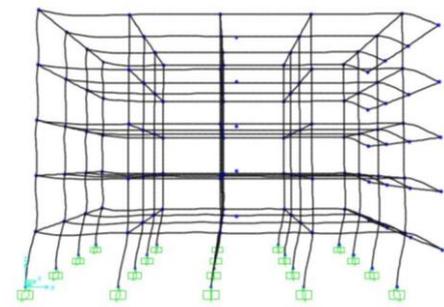
Dimensionamento Pilastro \_Tabella - fig 2.5

### Spinta del vento

Una volta assegnate le nuove sezioni ingegnerizzate sul telaio elaborato in SAP2000 si è passati ad effettuare una verifica della struttura rispetto all'**azione del vento**. In particolare, avendo notato già rispetto al caso del calcestruzzo armato che la direzione più sollecitata era quella X (la direzione parallela al lato lungo dell'edificio) si è deciso di eseguire solamente tale verifica. Come nel caso del telaio in c.a., i carichi del vento sono stati ripartiti sui pilastri in pressione e su quelli in depressione facendo riferimento alle loro aree di spettanza. Dall'analisi rispetto a questo carico orizzontale è stata estrapolata una tabella relativa alle sollecitazioni assiali e ai momenti agenti su tutti i pilastri; su di essa è stata fatta una **verifica a pressoflessione** progettando un foglio excel per calcolare le tensioni assiali e flessionali di ogni pilastro e controllare che la somma dei rapporti fra queste e le relative resistenze di progetto (parallele alla fibra e a flessione) fossero minori o uguali a 1. L'esito della verifica è stato positivo, quindi non è stato necessario tornare sul dimensionamento degli elementi (cfr. Documento: *Verifica pressoflessione\_legno\_vento.excel*).



Schema delle sollecitazioni - fig 2.6



Azione del sisma sulla struttura - fig 2.7

### Spinta sismica

Si è effettuato infine un'analisi sul telaio rispetto all'**azione sismica** (sempre in direzione X, la direzione più sollecitata come riscontrato in precedenza), andando a calcolare per ogni impalcato quale fosse la forza sismica agente e attribuendo quest'ultima come carico concentrato nel centro d'area di ogni singolo piano. (Fig. 2.8). Anche in questo caso, dalle tabelle ottenute mediante l'analisi su SAP2000 si è proceduto a una verifica a pressoflessione dei pilastri del telaio, seguendo lo stesso procedimento di calcolo attuato per il vento. La verifica è risultata anche in questo caso positiva, per cui le sezioni ingegnerizzate sono state mantenute come tali (cfr. Documento *Verifica pressoflessione\_legno\_sisma.excel*).

$q_s$ (kN/mq)	$q_p$ (kN/mq)	$q_a$ (kN/mq)	$q_{neve}$ (kN/mq)	W (kN/mq)	c	Fs (kN/mq)	Area Impalcato (mq)
1,21	0,89	2,00	0,50	2,8	0,25	0,7	264

	F (kN/mq)	Fp (kN)
F1	0,05	12,32
F2	0,09	24,64
F3	0,14	36,96
F4	0,19	49,28
F5	0,23	61,60

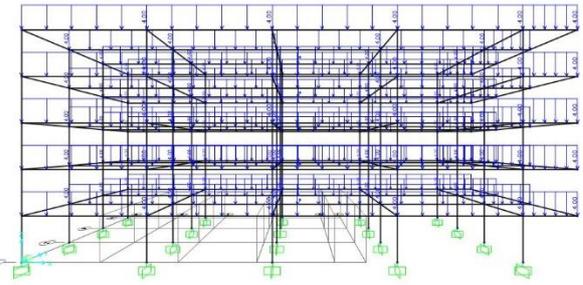
Tabella delle forze sismiche agenti su ogni singolo impalcato – fig.2.8

## Struttura a telaio in acciaio

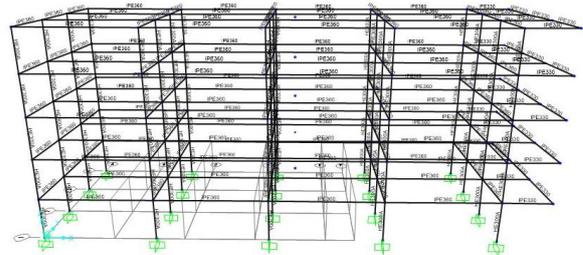
Per il dimensionamento e la verifica del telaio in Acciaio si è iniziato modificando la struttura precedentemente utilizzata, per l'analisi dei telai in legno e calcestruzzo, al fine di renderla coerente con l'ipotesi di progetto effettuata nella prima parte dell'esercitazione. Oltre a modificare le **dimensioni della struttura** sono stati modificati anche i carichi inerenti ai pesi strutturali  $q_s = 10 \text{ kN/m}$  e carichi non strutturali  $q_n = 3,84 \text{ kN/m}$  di tale telaio (fig. 3.1).

Per procedere con la prima analisi sono state inserite le prime sezioni dell'acciaio (definite dal **predimensionamento**, fig 3.2):

- **Trave Principale:** IPE 360
- **Sbalzo:** IPE 330
- **Pilastro:** HEA 300



Struttura in Acciaio - fig. 3.1



Inserimento delle sezioni - fig. 3.2

Per il predimensionamento della **trave secondaria** si è scelto di tener conto delle dimensioni dello sbalzo per poi riprogettarla in seguito all'analisi dei carichi.

Il passo successivo è stato (come nel caso del telaio in legno) quello di andare a verificare il predimensionamento direttamente tramite la combinazione **Slu + Neve**.

Estrapolando le tabelle excel in riferimento ad ogni gruppo di elementi strutturale (trave principale, trave secondaria, sbalzo e pilastro) si è notato che la sezione della **trave principale** (fig 3.3.1) risultava verificata.

$M_{max}$ (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> )	
208,90	275,00	261,90	797,62	903,60	IPE360

Dimensionamento SLU + neve; Trave Principale - fig. 3.3.1

Si è poi dimensionata la trave secondaria la quale non risultava essere caricata.

$M_{max}$ (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> )	
1,03	275,00	261,90	3,93	146,30	IPE180

Dimensionamento SLU + neve; Trave Secondaria - fig.3.3.2

La sezione dello **sbalzo** al contrario della precedente risultava essere sottodimensionata (analizzata a flessione, fig 2.3.2) come quella del **pilastro** (analizzato a compressione, fig 3.3.3).

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> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	peso (kN/m)	$q_e$ (kN/m)	E (N/mm <sup>2</sup> )	$v_{max}$ (cm)	$I/v_{max}$	
3,5	212,9	275	261,90	812,89	16270	0,491	0,491	210000	0,027	12984,081	Sì

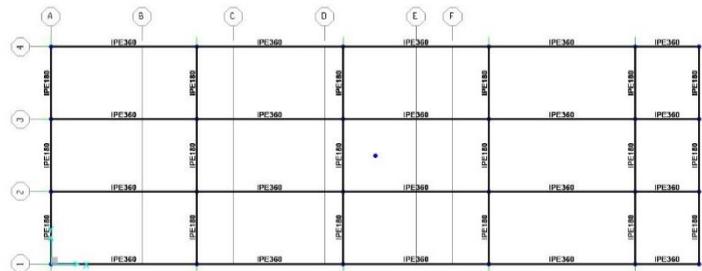
Dimensionamento SLU+neve; Sbalzo - fig. 3.3.3

N (kN)	$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_m$	$f_{yd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	E	$\beta$	L (m)	$\lambda^*$	$\rho_{min}$ (cm)	$I_{min}$ (cm <sup>4</sup> )	$A_{design}$ (cm <sup>2</sup> )	$I_{design}$ (cm <sup>4</sup> )	$\rho_{min}$ (cm)	$\lambda$	
1391	275,00	1,05	261,90	53,1	210000	1,00	3,00	88,96	3,37	604	53,8	3692	8,28	36,23	HEA200

Dimensionamento SLU+neve; Pilastro - fig. 3.3.4

Di conseguenza le **nuove sezioni** sono state così adattate:

- **Trave Principale:** IPE 360
- **Sbalzo:** IPE 360
- **Pilastro:** HEA 200
- **Trave Secondaria:** IPE 180

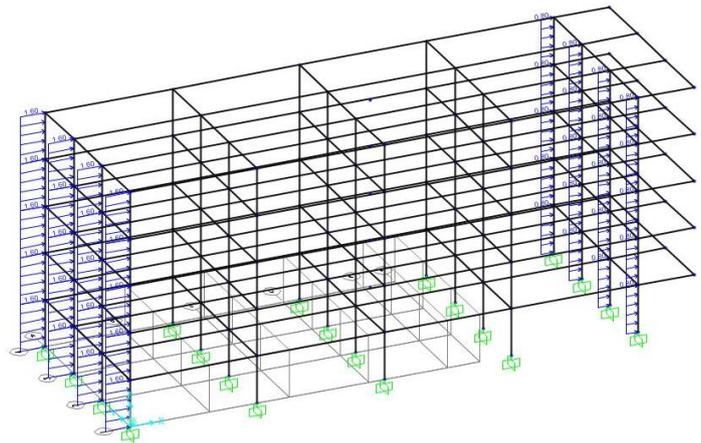


Inserimento delle nuove sezioni - fig. 3.4

### Spinta del vento

Definite le nuove sezioni si è passati ad analizzare la struttura sottoponendola alla spinta del **vento**. Si è scelto di studiare tale deformazione solo in direzione "x" poiché dalle precedenti analisi si è constatato che la deformata maggiore avveniva in tale direzione.

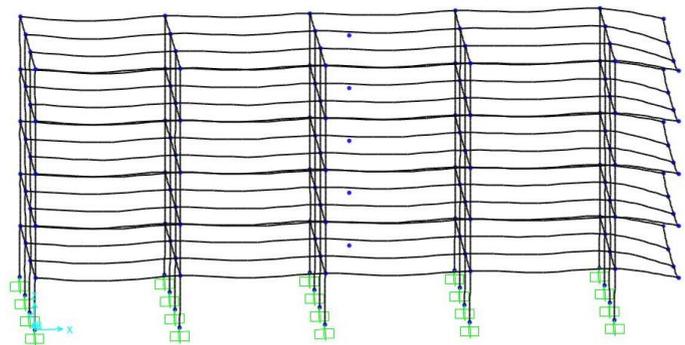
Dalla nuova combinazione **SLU+Vento** si è notato che la sezione del **pilastro** non risultava ancora in grado di rispondere adeguatamente alla spinta del vento ed è stata di conseguenza maggiorata introducendo una nuova sezione determinata da una **HEA 220**.



Inserimento della spinta del vento - fig. 3.5

### Spinta sismica

Si è passati poi alla verifica della struttura sottoposta questa volta alla sollecitazione del **sisma**. Anche in questo caso la sollecitazione è stata posta in direzione x e, dopo aver calcolato le azioni sismiche su ogni piano della struttura (attraverso l'utilizzo della formula di Navier) ed estrapolati i dati riguardanti la pressoflessione agente sui pilastri, si è potuto constatare che la precedente sezione scelta (HEA 220) non risultava adeguata anche per quanto riguarda le azioni sismiche ed è stata di conseguenza aumentata. È stato in seguito verificato che modificando la sezione dei pilastri in HEA 240 la struttura veniva verificata.



Deformata Sisma - fig. 3.6

$q_s$ (kN/mq)	$q_p$ (kN/mq)	$q_a$ (kN/mq)	$q_{neve}$ (kN/mq)	$W$ (kN/mq)	$c$	$F_s$ (kN/mq)	Area Impalcato (mq)
2,60	0,96	2,00	0,50	4,259	0,25	1,06475	426

	$F$ (kN/mq)	$F_p$ (kN)
F1	0,07	30,24
F2	0,14	60,48
F3	0,21	90,72
F4	0,28	120,96
F5	0,35	151,19

Tabella delle forze sismiche agenti su ogni singolo impalcato - fig.3.7