

Verifica degli elementi di un telaio in acciaio, legno e c.a.

Questa terza esercitazione consiste nella verifica degli elementi che erano stati predimensionati secondo le tre tipologie costruttive di legno, calcestruzzo armato e acciaio, attraverso l'utilizzo del programma SAP2000.

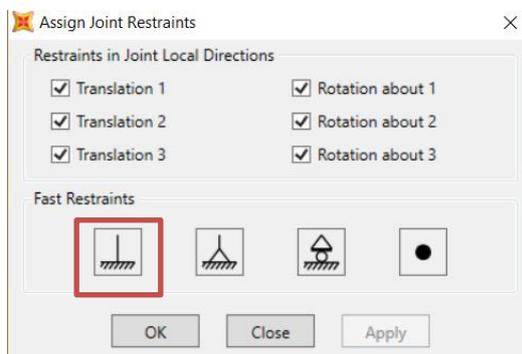
Per prima cosa abbiamo realizzato su Sap2000 il telaio nelle tre diverse tecnologie.

Si crea un nuovo file con le unità di misura kN, m, C°, si seleziona Grid Only e si inseriscono i dati di una maglia iniziale, che consistono nel numero di piani che dividono lo spazio tridimensionale e la distanza tra questi lungo le tre direzioni del riferimento globale.

Si comincia realizzando il piano terra che poi verrà copiato per arrivare alla giusta quantità di livelli in alzato.

Selezionando l'icona Draw Frame/Cable sulla barra degli strumenti a sinistra si potranno "ripassare" gli spigoli della griglia per realizzare i telai del piano terra.

Di fondamentale importanza è l'assegnazione dei vincoli alla base, per cui si selezionano tutti i punti a terra e si procede con Assign > Joint > Restraint, andando a selezionare come vincolo l'incastro.

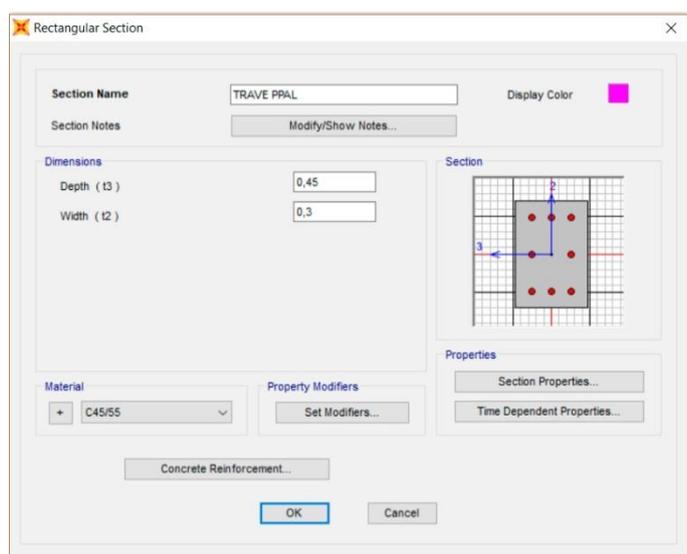


CALCESTRUZZO

È stato assegnato il materiale (C45/55) e le relative

sezioni per ciascun elemento, sulla base del predimensionamento dell'esercitazione precedente:

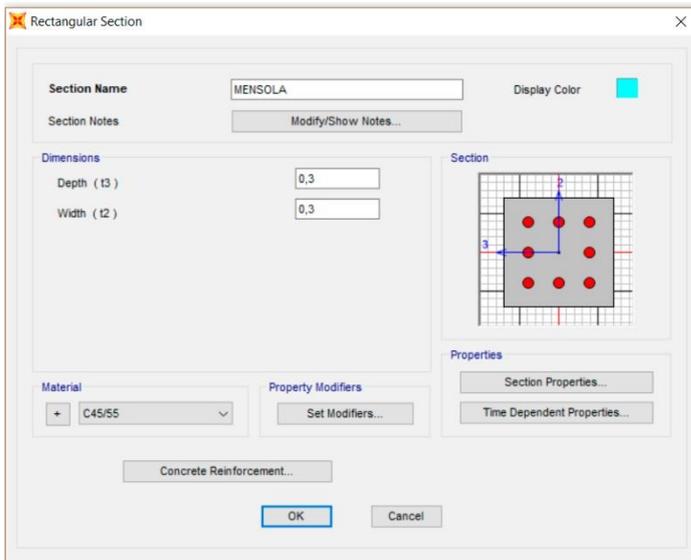
Trave principale=45x30cm



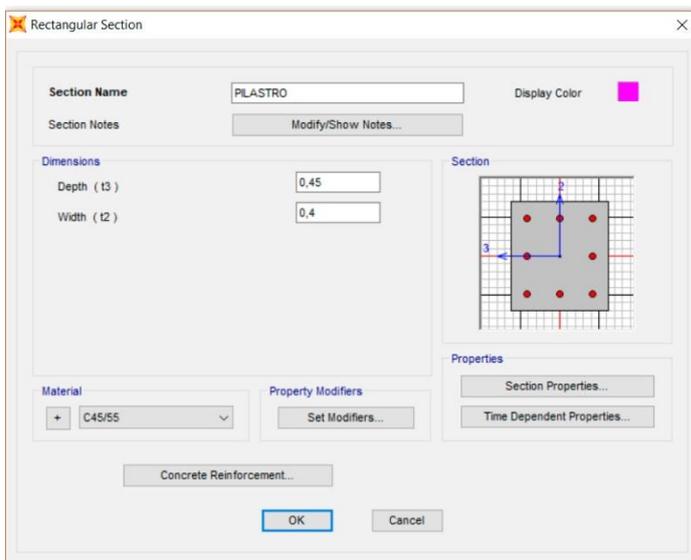
Per quanto riguarda le travi secondarie, considerando che la loro funzione è per lo più quella di controventamento si è ipotizzata una sezione meno snella delle principali, ma che mantenesse costante il valore della base.



Trave secondarie=30x30cm



Mensola= 30x30cm

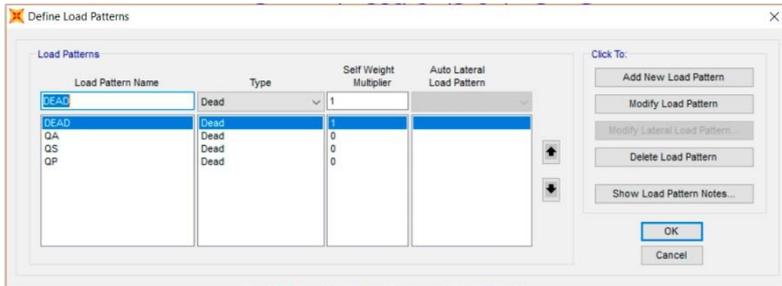


Pilastro=45x40cm

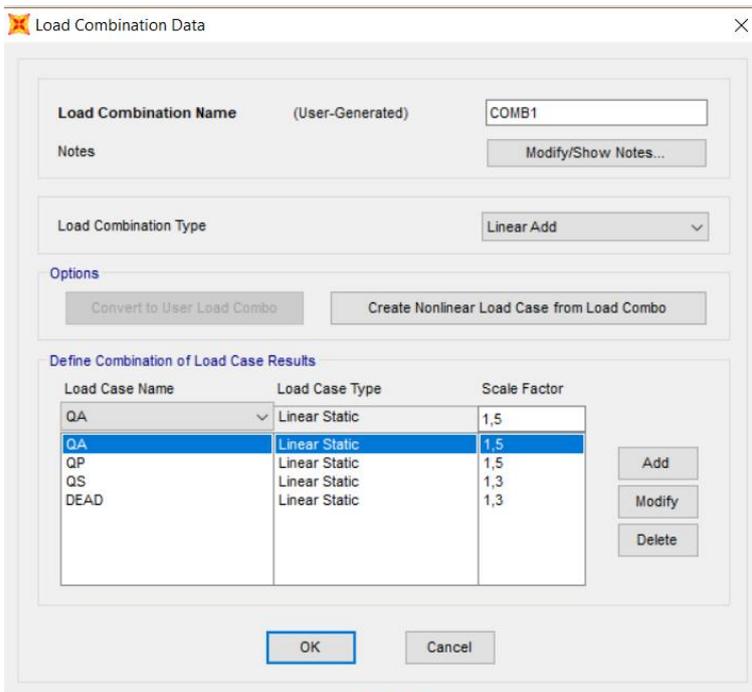
Affinché l'impalcato potesse risultare rigido, selezionando tutti i punti delle travi, sono stati assegnati dei vincoli interni (diaphragm), diversi per ogni piano e aventi l'asse z come asse delle rotazioni.

Di conseguenza sono stati definiti e assegnati alle travi principali i carichi distribuiti lineari q_s , q_p e q_a moltiplicati per l'interasse (5m):

$$q_s = 12,6 \text{ kN/m} \quad q_p = 12,5 \text{ kN/m} \quad q_a = 10 \text{ kN/m}$$



Si è passati, quindi, alla definizione della combinazione allo Stato Limite Ultimo, nella quale tali valori vengono considerati con il corrispondente coefficiente di sicurezza e nella quale viene incluso il peso proprio della struttura.

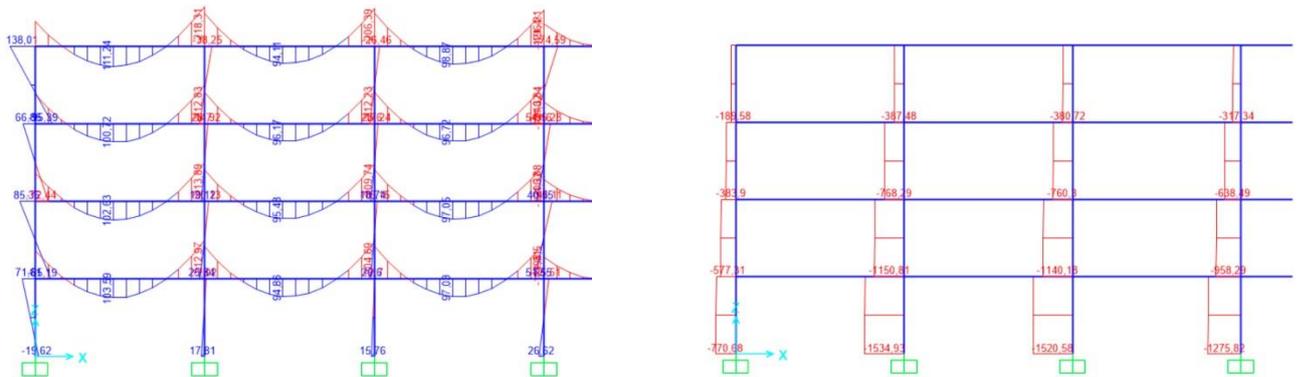


Ora che si sono terminate le operazioni di definizione e assegnazione, si può far correre l'analisi, deselezionando il Modal e premendo Run Analysis.

A questo punto per la verifica occorre individuare la trave, il pilastro e la mensola più sollecitata, e andare a confrontare i valori del momento per travi e mensole, dello sforzo normale per i pilastri, con quelli delle tabelle excel utilizzate nel predimensionamento.

Su Excel per individuare rapidamente l'asta più sollecitata, va ordinata la tabella in base alla colonna del momento (M3, per travi e mensole) o a quella dello sforzo normale (P, per i pilastri).

Il valore del momento o dello sforzo normale va sostituito (o anche semplicemente confrontato qualora fosse minore di quello già trovato nel predimensionamento) nelle tabelle del dimensionamento preliminare e verificato che non ci siano variazioni nella sezione.



$M_{max} \text{ trave} = -218,335 \text{ KN-m}$

TABLE: Element Forces - Frames			
Frame	Station	OutputCase	M3
220	6,5	COMB1	-218,335
216	6,5	COMB1	-218,3329
224	6,5	COMB1	-218,3329
212	6,5	COMB1	-218,3127
228	6,5	COMB1	-218,3127

I valori ricavati indicano che la trave più sollecitata è soggetta ad un momento pari a -218,335 kNm, minore rispetto a quello del predimensionamento; la sezione pertanto è verificata.

M_{max} (KN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{td} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/I	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
264,85	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	30,00	38,06	5,00	43,06	45,00	0,07	0,14	3,38
288,03	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	30,00	39,69	5,00	44,69	verificata			

M _{max} (KN*m)	f _{yk} (N/mm ²)	f _{yd} (N/mm ²)	f _{ck} (N/mm ²)	f _{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h _u (cm)	δ (cm)	H _{min} (cm)	H	H/l	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
264.85	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	38.06	5.00	43.06	45.00	0.07	0.14	3.38
218.61	450.00	391.30	50.00	28.33	0.52	2.16	30.00	34.58	5.00	39.58	verificata			

M_{max} mensola più sollecitata = -74,59 KN-m, un momento minore rispetto a quello del predimensionamento; la sezione pertanto è verificata.

M _{max} kN*m	f _y N/mm ²	f _d N/mm ²	f _{ck} N/mm ²	f _{cd} N/mm ²	alfa	r	b cm	h _u cm	δ cm	H _{min} cm	H cm	area mq	peso kN/m	q _e kN/m	E N/mm ²	I _x cm ⁴	v _{max} cm	I/v _{max}
95.26	235	204.35	50	28.57	0.68	1.95	25	22.56	5	27.56	30	0.08	1.88	36.98	21000	56250	0.63	319.47

M _{max} kN*m	f _y N/mm ²	f _d N/mm ²	f _{ck} N/mm ²	f _{cd} N/mm ²	alfa	r	b cm	h _u cm	δ cm	H _{min} cm	H cm	area mq	peso kN/m	q _e kN/m	E N/mm ²	I _x cm ⁴	v _{max} cm	I/v _{max}
74.59	235	204.35	50	28.57	0.68	1.95	25	19.96	5	24.96	30	0.08	1.88	36.98	21000	56250	0.63	319.47

I pilastri più sollecitati sono sottoposti ad uno sforzo normale anche minore di quello del primo predimensionamento (N_{max} = -1584,63KN), la sezione risulta verificata.

N kN	f _{ck} Mpa	f _{cd} Mpa	A _{min} cm ²	b _{min} cm	E Mpa	β	l m	λ*	ρ _{min} cm	b _{min} cm	b cm	h _{min} cm	h cm	A _{design} cm ²	I _{design} cm ⁴	I _{max} cm ⁴	W _{max} cm ³	q _t kN/m	M _t kN*m	σ _{max} Mpa	
2259	50.0	28.3	797.3	28.2	21000	1.00	3.00	85.53	3.51	12.15	40.00	19.93	45.00	1800	240000	303750	13500.00	50.15	176.57	25.63	Si

L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH
N kN	f _{ck} Mpa	f _{cd} Mpa	A _{min} cm ²	b _{min} cm	E Mpa	β	l m	λ*	ρ _{min} cm	b _{min} cm	b cm	h _{min} cm	h cm	A _{design} cm ²	I _{design} cm ⁴	I _{max} cm ⁴	W _{max} cm ³	q _t kN/m	M _t kN*m	σ _{max} Mpa		
1565	50.0	28.3	552.3	23.5	21000	1.00	3.00	85.53	3.51	12.15	40.00	13.81	45.00	1800	240000	303750	13500.00	50.15	176.57	21.77	Si	

Dopo aver specificato le sezioni, bisogna assegnare i carichi di neve, vento e sisma alla struttura.

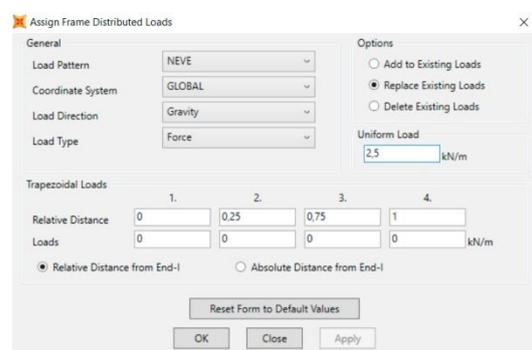
La prima operazione da compiere è il calcolo del baricentro dei singoli piani dell'impalcato, perché è in quel punto che andrà applicata la forza sismica.

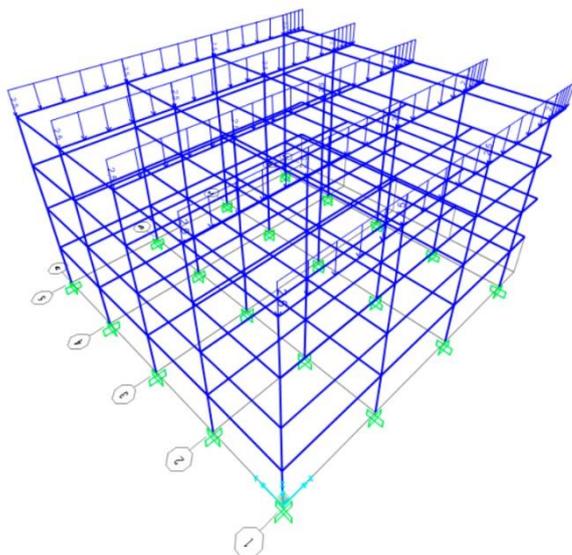
Nel caso di struttura regolare e semplice basta tracciare le diagonali della figura.

CARICO NEVE

Il carico neve va applicato alle sole travi principali dell'ultimo impalcato della struttura con valore che può variare tra 0,5 Kn.m e 1 Kn.m in base alla caratteristiche espone nella normativa, ma noi, ai fini dell'esercitazione, scegliamo convenzionalmente 0,5 Kn/mq, il quale andrà moltiplicato per il valore lunghezza d'influenza.

$$Q_{neve} = 0,5 \text{KN/mq} \times 5\text{m} = 2,5 \text{KN/m}$$





CLS

È stato definita una combinazione di carico SLU+neve, è stata avviata l'analisi e sono state esportate su Excel le tabelle in modo da individuare gli elementi più sollecitati e verificare l'attuabilità delle sezioni per loro progettate.

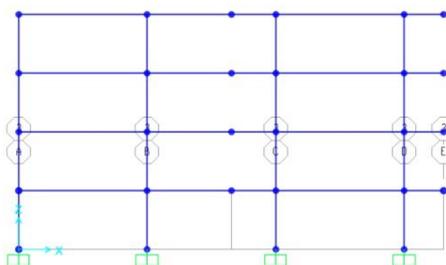
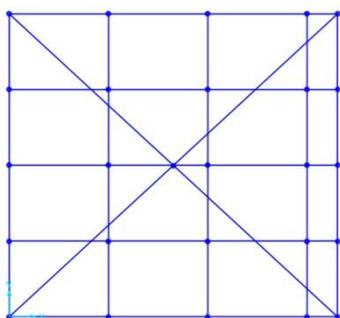
TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
220	6,5	COMB1+NEVE	0	-256,1277
216	6,5	COMB1+NEVE	0	-256,1233
224	6,5	COMB1+NEVE	0	-256,1233
212	6,5	COMB1+NEVE	0	-256,0798
228	6,5	COMB1+NEVE	0	-256,0798
213	6,5	COMB1+NEVE	0	-241,2715

I valori ricavati indicano che la trave più sollecitata è soggetta ad un momento pari a -256,127 kNm, minore rispetto a quello del predimensionamento (264,85kNm); la sezione pertanto è **verificata**.

I pilastri più sollecitati, sono sottoposti ad uno sforzo normale minore di quello del primo predimensionamento ($N=2259\text{KN}$), la sezione risulta anche verificata.

TABLE: Element Forces - Frames			
Frame	Station	OutputCase	P
21	3	COMB1+NEVE	-1872,234
23	3	COMB1+NEVE	-1872,234
22	3	COMB1+NEVE	-1871,548
21	1,5	COMB1+NEVE	-1853,34
23	1,5	COMB1+NEVE	-1853,34

In seguito sono stati analizzati i pilastri soggetti alle spinte orizzontali del vento e del sisma. Non potendo conoscere l'origine della direzione secondo cui queste spinte avvengono, sono stati analizzati due casi che prendono in considerazione le due tipiche direzioni ortogonali, x e y. Infine verrà svolto il dimensionamento in funzione della spinta che risulterà più influente.



VENTO

È un agente dinamico, dunque variabile nel tempo che comporta un'oscillazione dell'impalcato rispetto alla sua posizione di equilibrio. Tuttavia il fenomeno può essere ricondotto ad azioni statiche equivalenti, quali pressioni per la facciata sopravento e depressioni per quella sottovento. Il valore del carico dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione presa in esame, dalla sua localizzazione che ne determina la velocità, ecc... Nel modello è stato valutato per la zona di Roma un valore pari a $0,5 \text{ kN/m}^2$. Per la facciata sopravento è stato moltiplicato $0,5 \text{ kN/m}^2$ per il coefficiente $0,8$ ottenendo un valore di pressione pari a $0,4 \text{ kN/m}^2$, mentre per la facciata sottovento è stato moltiplicato $0,5 \text{ kN/m}^2$ per $0,4$ ottenendo un valore di depressione pari a $0,2 \text{ kN/m}^2$. È stato dunque applicato il carico del vento come linearmente distribuito ai pilastri di facciata del telaio più sollecitato.

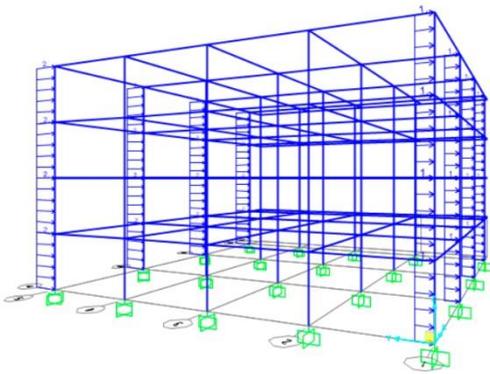
Vento carico lineale $\rightarrow Q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

- parete sopravento: $0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$

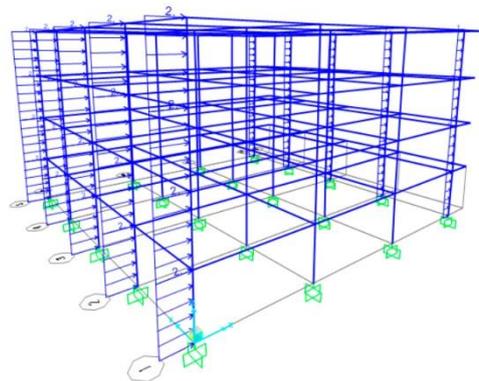
- parete sottovento: $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$

Avviando l'analisi delle due combinazioni (SLU+ventox e SLU+ventoy), sono state esportate le tabelle Excel ed è stata creata un'apposita casella che considerasse il rapporto tra il momento e lo sforzo normale a cui sono sottoposti gli elementi. In questo modo si è potuto notare che la direzione più influente è quella in x.

VENTOX



VENTOY



SPINTA DEL SISMA

L'azione sismica è un'azione dinamica, che si manifesta attraverso lo scorrimento orizzontale del terreno. Le vibrazioni, che si scaturiscono nella struttura dell'edificio, generano forze inerziali, che creano a loro volta dei sovraccarichi. Nel calcolo della forza sismica, i fattori più incisivi sono l'accelerazione di scorrimento e la massa dell'edificio e in particolare è espresso dalla relazione:

$$F_s = c \times W \qquad W = P + 20\% N + 30\% Q$$

In cui **c** il coefficiente di intensità sismica e **W** è uguale alla somma del peso dell'edificio **P**, del 20% del carico della neve **N** e del 30% del sovraccarico accidentale **Q**.

$$P = \text{Carico strutturale} + \text{sovraccarico permanente} = (q_s + q_p) \times A = (2,5 + 2,52) \text{ kN/mq} \times (21,5 \times 20) \text{ mq} = 5,02 \times 430 = 2158,6 \text{ kN}$$

$$N = 0,5 \text{ kN/mq} \times A = 215 \text{ kN}$$

$$Q = 2 \text{ kN/mq} \times A = 860 \text{ kN}$$

$$W = 2158,6 + 20\% 215 + 30\% 860 = 2158,6 + 43 + 258,6 = 2460,2 \text{ kN}$$

$$F_s = 0,3 \times 2460,2 = 738,06 \text{ kN}$$

La forza sismica non si distribuisce in modo costante in alzata, ma linearmente nel centro d'area del solaio, pertanto la forza è direttamente proporzionale all'altezza del solaio a cui arriva:

$$F_i = (F_s \times z_i \times W_i) / (\sum z_i \times W_i)$$

Considerando che i piani hanno la stessa destinazione d'uso (**W** costante) e lo stesso interpiano, la formula si semplifica divenendo:

$$F_1 = F_s \times 3/36 = 61,50 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_s \times 6/36 = 123,01 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_s \times 9/36 = 184,65 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_s \times 12/36 = 246,02 \text{ kN}$$

Impostate le 4 combinazioni dei carichi orizzontali:

$$SLU + \text{SISMAX} = Q_s \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5 + f_{1x} + f_{2x} + f_{3x} + f_{4x}$$

$$SLU + \text{SISMAY} = Q_s \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5 + f_{1y} + f_{2y} + f_{3y} + f_{4y}$$

$$SLU + \text{VENTOX} = Q_s \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5 + \text{ventox}$$

Importo su excel le tabelle relative all'analisi di ogni combo.

Ordino le tabelle in base allo sforzo normale per trovare il pilastro maggiormente sollecitato.

SLU+SISMAX

Frame	Station	OutputCase	P	M3
21	3	COMB1+sismax	-2322,829	102,9064
23	3	COMB1+sismax	-2320,357	100,0573

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
106	6,5	COMB1+sismax	0	-321,8864
108	6,5	COMB1+sismax	0	-321,4938

SLU+SISMAX

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
21	3	COMB1+sismay	-2321,145	33,926
22	3	COMB1+sismay	-2316,859	29,3577

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
228	6,5	COMB1+sismay	0	-281,3009
224	6,5	COMB1+sismay	0	-280,3149

SLU+VENTOX

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
23	3	COMB1+ventox	-1753,367	20,5805
21	3	COMB1+ventox	-1752,94	20,8125

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
228	6,5	COMB1+ventox	0	-233,6213
224	6,5	COMB1+ventox	0	-233,6091

VERIFICA

PILASTRI→ Ordino le tabelle in base allo sforzo normale per trovare il pilastro maggiormente sollecitato.

$N_{max} = -2322,829 \text{ kN}$; $M=102,9\text{mKN}$ per la combinazione SLU+SISMAX

La verifica a pressoflessione nel calcestruzzo si effettua a seconda del rapporto tra eccentricità ($e = M/N$) e altezza della sezione: 1- se $e \leq h/6$ la sezione si considera totalmente compressa e si esegue la verifica a compressione considerando che $\sigma_{max} = N/A + M/W \leq f_{cd}$; 2 - se $h/6 < e < h/2$ allora si considera la sezione come se avesse una compressione variabile e, ignorando le verifiche per la parte tesa, si considera $\sigma_{max} = 2 \cdot N / 3u \cdot b$ dove $u = h/2 - e$. La verifica è soddisfatta se $\sigma_{max} \leq \sigma_{cd}$; 3- se $e \geq h/2$ si effettua solo la verifica flessione.

$e = M/N = 102,9/2322,82 = 44\text{mm} < h/6 = 75$ La sezione è totalmente compressa e si esegue la verifica a compressione considerando che $\sigma_{max} = N/A + M/W \leq f_{cd}$

$\sigma = N/A \pm M/W$ e verifico sia inferiore alla resistenza di progetto del materiale.

$N = 2322,829 \text{ KN}$

$M = 102,90 \text{ Mkn}$

$$A=180\text{cm}^2 \rightarrow 18000\text{mm}^2$$

$$W=13500\text{cm}^3 \rightarrow 13500000\text{mm}^3$$

$$\sigma = (2322,829 \cdot 10^3) / 18000 + (102,9 \cdot 10^6) / 13500 \cdot 10^3 = 129,04 + 7,62 = 136,6 < f_{yk}$$

VERIFICATO

$$f_{yk} = 275\text{Mpa}$$

$$\text{TRAVI} \rightarrow M = 321,88 > 264,85 \text{ **NON VERIFICATO**}$$

$$\text{MENSOLA} \rightarrow M_{\max} = 94,32 < 95,26 \text{ mkN} \rightarrow \text{VERIFICATA}$$

LEGNO

La struttura progettata in legno ha le stesse dimensioni e luci di quella del calcestruzzo armato. Pertanto, è stato utilizzato lo stesso modello già realizzato su SAP per il calcestruzzo, variando le informazioni relative al materiale e alle sezioni degli elementi dimensionati nella fase precedente di lavoro.

Elementi dimensionati :

$$\text{Trave Principale} = 35 \times 50 \text{ cm}$$

$$\text{Trave Secondaria} = 35 \times 40 \text{ cm}$$

$$\text{Pilastro} = 35 \times 30 \text{ cm}$$

$$\text{Sbalzo} = 30 \times 35 \text{ cm}$$

$$Q_a = 2\text{KN/mq} \times \text{interasse}(5\text{m}) = 10\text{KN/m}$$

$$Q_p = 2,1\text{KN/mq} \times 5 = 10,5\text{KN/m}$$

$$Q_s = 0,3\text{KN/mq} \times 5 = 1,5\text{KN/m}$$

Il materiale scelto, cioè legno lamellare GL 24 h, è stato creato su SAP fornendo i seguenti dati:

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in SAP. The material name is 'legno lamellare c24'. The material type is 'Other' and the symmetry type is 'Orthotropic'. The units are set to 'KN, m, C'. The modulus of elasticity (E1, E2, E3) is 1,160E+10, 3,9E+08, and 3,9E+08 respectively. The weight and mass per unit volume are 4,2 and 0,42. The Poisson's ratio (U12, U13, U23) is 0,3. The coefficient of thermal expansion (A1, A2, A3) is 1,170E-05. The shear modulus (G12, G13, G23) is 7,2E+08.

Property	Value
Material Name	legno lamellare c24
Material Type	Other
Symmetry Type	Orthotropic
Units	KN, m, C
E1	1,160E+10
E2	3,9E+08
E3	3,9E+08
Weight per Unit Volume	4,2
Mass per Unit Volume	0,42
Poisson U12	0,3
Poisson U13	0,3
Poisson U23	0,3
Coeff of Thermal Expansion A1	1,170E-05
Coeff of Thermal Expansion A2	1,170E-05
Coeff of Thermal Expansion A3	1,170E-05
Shear Modulus G12	7,2E+08
Shear Modulus G13	7,2E+08
Shear Modulus G23	7,2E+08

NEVE

È stata definita una combinazione di carico SLU+neve, è stata avviata l'analisi e sono state esportate su Excel le tabelle in modo da individuare gli elementi più sollecitati e verificare l'attuabilità delle sezioni per loro progettate.

I valori ricavati indicano che la trave più sollecitata è soggetta ad un momento pari a -159,5 kNm, minore rispetto a quello del predimensionamento (172,70 kNm); la sezione pertanto è verificata.

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
220	6,5	COMB1+NEVE	0	-159,5
216	6,5	COMB1+NEVE	0	-159,49

I pilastri più sollecitati, sono sottoposti ad uno sforzo normale minore di quello del primo predimensionamento (N=1334kN), la sezione risulta anche verificata.

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
21	3	COMB1+NEVE	-1021,389	7,4983
23	3	COMB1+NEVE	-1021,384	7,4983

Mensola- Mmax= 144kNm è soggetto ad un momento maggiore rispetto a quello del predimensionamento (61,2kNm) non verificata.

VENTO

Una volta assegnate alla struttura le nuove sezioni, essa è stata sottoposta alla spinta orizzontale del vento. Ancora una volta è risultato che la direzione più influente fosse quella in x; in particolare il pilastro più sollecitato era sottoposto ad uno sforzo normale pari a Nmax = 978,03 kN.

I valori ricavati indicano che la trave più sollecitata è soggetta ad un momento minore rispetto a quello del predimensionamento trave verificata.

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
11	0	COMB1+ventox	0	-143,563

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	Station	OutputCase	P	M3
189	2,5	COMB1+ventox	-978,003	6,9853
115	0	COMB1+ventox	-976,482	-0,4078

Minore rispetto a quello predimensionamento, pilastro verificato.

Mensola- Mmax= 101,2 kNm è soggetta ad un momento maggiore rispetto a quello del predimensionamento (61,2kNm) non verificata.

SPINTA SISMICA

Infine si è passati alla verifica della struttura sotto la spinta sismica.

$$P = \text{Carico strutturale} + \text{sovraccarico permanente} = (q_s + q_p) \times A = (2,1 + 0,3) \text{ kN/mq} \times (21,5 \times 20) \text{ mq} = 2,4 \times 430 = 1032 \text{ kN}$$

$$N = 0,5 \text{ kN/mq} \times A = 215 \text{ kN}$$

$$Q = 2 \text{ kN/mq} \times A = 860 \text{ kN}$$

$$W = 1032 + 20\% \times 215 + 30\% \times 860 = 1032 + 43 + 258,6 = 1333,6 \text{ kN}$$

$$F_s = 0,3 \times 1333,6 = 400,08 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_s \times 3/36 = 33,34 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_s \times 6/36 = 66,68 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_s \times 9/36 = 100,02 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_s \times 12/36 = 133,6 \text{ kN}$$

Una volta ricavati i dati dalle analisi eseguite per entrambe le direzioni, si è constatato che nella direzione y la N_{\max} risultasse anche maggiore rispetto a quella del vento.

VERIFICA

$$M_{\max \text{ trave}} = 229,84 \text{ KNm}$$

$$N_{\max} = 1254,08 \text{ kN}$$

Il legno è leggermente più complesso: essendo un materiale anisotropo, ha una resistenza per ogni tipo di sollecitazione, compressione, trazione, flessione. Essendo la resistenza a taglio bassissima, può essere trascurata, e si possono prendere in considerazione le resistenze a compressione e flessione.

La formula per la verifica è

$$\sigma_c / f_{cd} + \sigma_f / f_{fd} < 1$$

dove σ_c è il risultato del rapporto N/A e σ_f è invece il rapporto M/W con W modulo di resistenza a flessione. Dove

$$\sigma_c = N/A, \sigma_f = M/W$$

$$f_{cd} = 13,24 \text{ Mpa}; f_{fc} = 13,24 \text{ Mpa}$$

$$N = 1254,08 \text{ kN}; M = 35,25 \text{ kNm}$$

$$W = bh^2/6 = 350 \times 300^2 / 6 = 5250000; A = 1050 \text{ cm}^2$$

VENTO

Una volta assegnate alla struttura le nuove sezioni, essa è stata sottoposta alla spinta orizzontale del vento. Ancora una volta è risultato che la direzione più influente fosse quella in x; in particolare il pilastro più sollecitato era sottoposto ad uno sforzo normale pari a $N_{max} = 775,56 \text{ kN}$.

1	TABLE: Element Forces - Frames				
2	Frame	Station	OutputCase	P	M3
3	44	6,5	COMB1+ventox	0	-167,363
4	40	6,5	COMB1+ventox	0	-167,3462

$\max = -167,36 < M$
 $\text{predim} = 204,12 \text{ mKN}$

Trave **verificata**

1	TABLE: Element Forces - Frames				
2	Frame	Station	OutputCase	P	M3
3	23	3	COMB1+ventox	-1134,255	2,9951
4	23	1,5	COMB1+ventox	-1133,385	-0,7119

$N = -1134,26 < N_{\text{predim}} = 1557 \text{ KN}$

Pilastri **verificati**

$M_{\text{max}} \text{ mensola} = 81,74 \text{ mKN} < M_{\text{predim}} = 120,78 \text{ mKN}$ mensole **verificate**

SPINTA SISMICA

Infine si è passati alla verifica della struttura sotto la spinta sismica.

$$F_s = 0,3 \times 1523,66 = 457,08 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_s \times 3/36 = 38,09 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_s \times 6/36 = 76,18 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_s \times 9/36 = 114,27 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_s \times 12/36 = 152,6 \text{ kN}$$

Una volta ricavati i dati dalle analisi eseguite per entrambe le direzioni, si è constatato che nella direzione y la N_{max} risultasse anche maggiore rispetto a quella del vento: $N_{\text{max}} = -1211,052 \text{ kN}$. Il pilastro è stato verificato a pressoflessione secondo questo ultimo risultato, in modo da soddisfare tutte le combinazioni possibili. Si è calcolato:

1	TABLE: Element Forces - Frames				
2	Frame	Station	OutputCase	P	M3
3	23	3	COMB1+sismax	-1211,052	33,5061
4	22	3	COMB1+sismax	-1210,54	33,504
5	21	3	COMB1+sismax	-1210,397	33,504

$$\sigma = N/A \pm M/W$$

e verificato che risulti inferiore alla resistenza di progetto del materiale.

$$N = 1211,052 \text{ kN}$$

$$A = 34 \text{ cmq} = 3400 \text{ mmq}$$

$$M = 33,50 \text{ kNm} = 33500 \text{ kNmm}$$

$$W = 144 \text{ cmc} = 144000 \text{ mmc}$$

$$\sigma = (1211,052 \text{ kN} / 3400 \text{ mmq}) + (33500 \text{ kNmm} / 144000 \text{ mmc}) =$$

$$= 0,3561 \text{ kN/mmq} + 0,232 \text{ kN/mmq} = 0,588 \text{ kN/mmq}$$

$$\sigma = 0,588 \text{ kN/mmq} = 588 \text{ N/mmq} = 588 \text{ MPa} > 275 \text{ MPa} = f_{yk}$$

La sezione **non è verificata**, pertanto viene considerato un profilato maggiore, HEB 120.