

## ESERCITAZIONE 3

### VERIFICA DI UN TELAIO IN CALCESTRUZZO, LEGNO E ACCIAIO CON AGGIUNTA DI CARICHI ORIZZONTALI

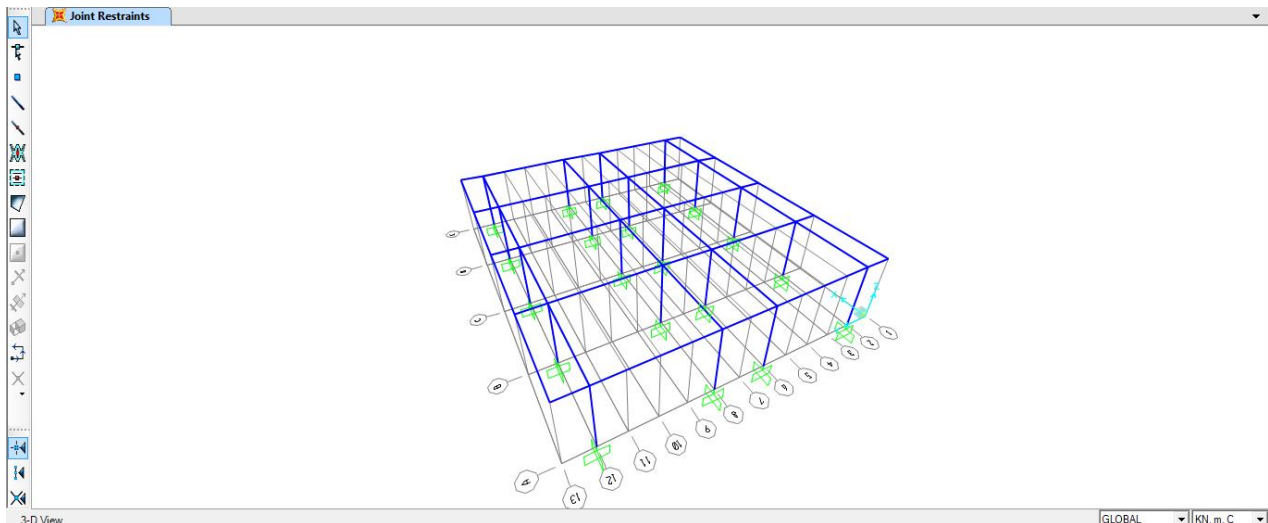
Martina Moreno

(svolta con Luca Alessandri e Francesca Rossetti)

L'esercitazione consiste nel verificare i telai dimensionati nell'esercitazione precedente. Con l'ausilio di SAP 2000 sono state effettuate le analisi dei telai, funzionali alle verifiche, valutando anche i carichi orizzontali di vento e sisma che non erano stati considerati in fase di dimensionamento.

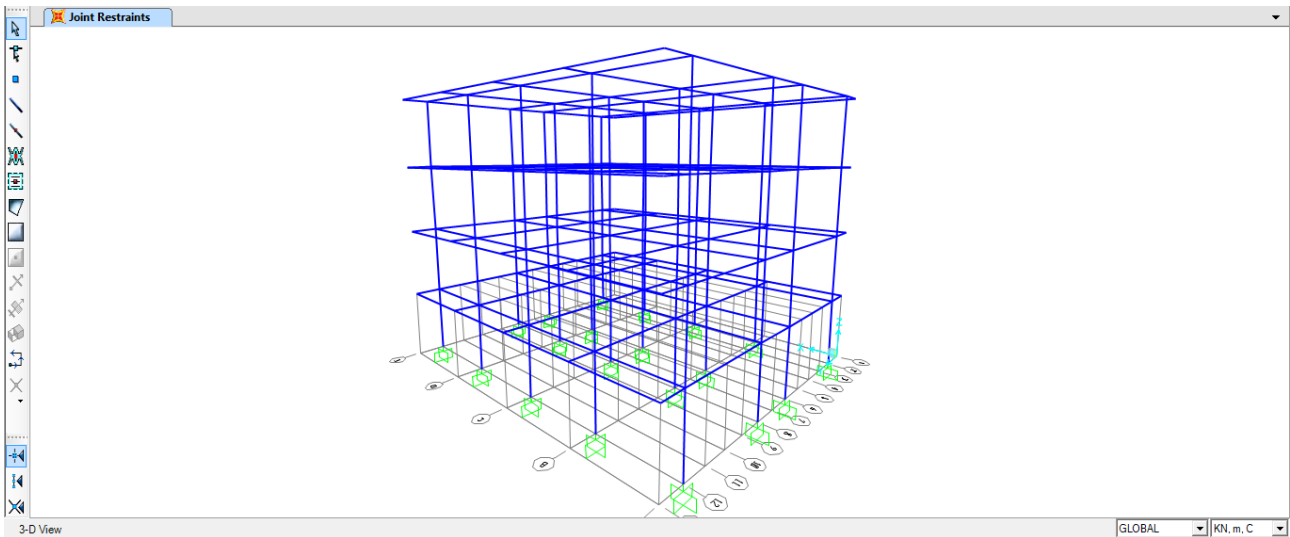
Per prima cosa, quindi, è stata modellata su SAP 2000 ciascuna delle tre strutture progettate, assegnando poi i dati relativi al materiale, alle sezioni degli elementi e ai carichi verticali e orizzontali.

Sono di seguito riportati i passaggi principali eseguiti per la modellazione dei telai su SAP, validi per le tre tecnologie esaminate.



E' stata disegnata la struttura del primo livello e poi copiata in altezza fino ad ottenere il numero di piani progettato.

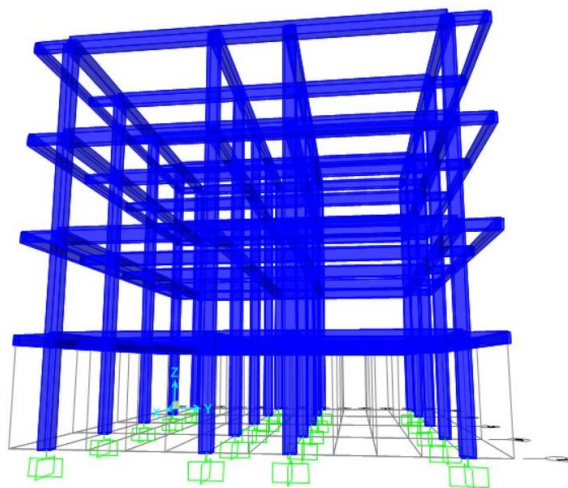
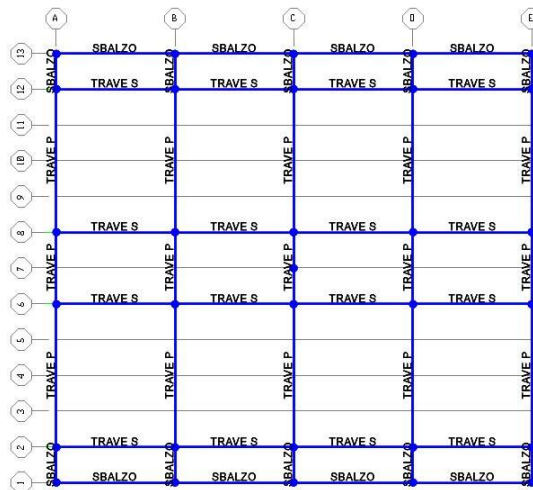
Con il comando *Edit/Edit Lines/Divide Frames* è stata divisa la struttura, per fare in modo che ogni elemento costituisse un frame separato. Il programma, così, riconosce automaticamente nodi rigidi tra gli elementi dei telai. Ai pilastri del piano terra, invece, è stato assegnato il vincolo di incastro al terreno.



Per la definizione dei modelli è importante anche l'assegnazione del *diaphragm*, cioè un vincolo interno, a tutte le travi e ai punti che le collegano ai pilastri (*Assign/Join/Constraint/Diaphragm*). In questo modo si fanno appartenere le teste dei pilastri ad un unico corpo rigido piano, il solaio. Il *diaphragm* consente di imporre che l'unica rotazione uguale in tutti i punti sia quella intorno all'asse z. Proprio questa unica rotazione intorno all'asse z è l'ipotesi di base dell'impalcato rigido, che costituisce gli edifici.

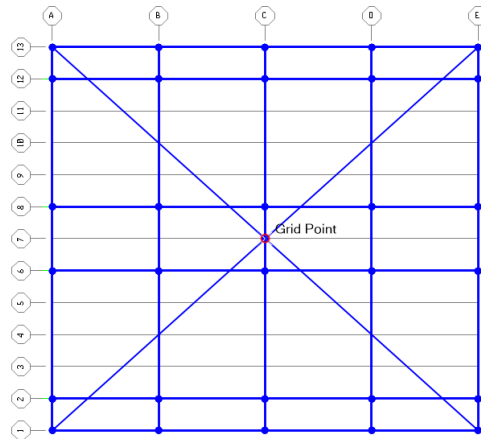
Ad ogni livello della struttura è stato assegnato un *diaphragm* diverso, poichè in caso di azione sismica ogni solaio deve poter ruotare autonomamente.

A questo punto, come sarà illustrato più nello specifico per ogni tecnologia, è stato assegnato il relativo materiale e la sezione agli elementi dimensionati.



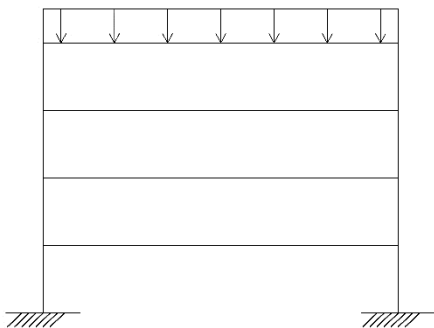
Prima di passare all'assegnazione dei carichi e all'analisi delle combinazioni di carico è stato individuato il centro di area di ogni impalcato, che nei casi in esame corrisponde al centro di massa.

Il centro di area è il punto in cui dovrà essere applicata la forza sismica e ad ognuno è stato assegnato il *diaphragm* del piano corrispondente, per farlo appartenere all'impalcato.



In questa seconda parte dell'esercitazione sono stati calcolati e poi inseriti su SAP i carichi di neve, vento e sisma:

### Neve

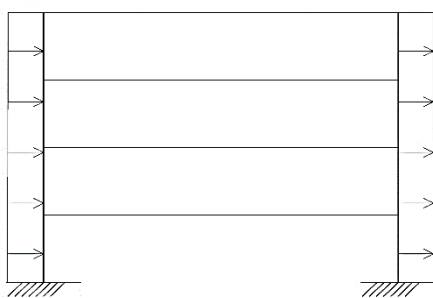


Si tratta di un carico verticale che agisce sul tetto, quindi sull'ultimo impalcato.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato attraverso differenti parametri relativi alla zona, alle condizioni climatiche, all'altitudine del sito e alla tipologia di copertura (a falde o piana), se è riscaldata o meno, ecc...

Tuttavia come semplificazione del modello costruito è stato valutato per la zona di Roma un valore pari a  $0,5 \text{ kN/m}^2$ .

### Vento



E' un agente dinamico, dunque variabile nel tempo.

Quando una struttura è soggetta a carico dinamico essa inizia ad oscillare rispetto alla sua posizione di equilibrio. Tuttavia il fenomeno può essere ricondotto ad azioni statiche equivalenti, ovvero a pressioni per la facciata sopravvento e a depressioni per quella sottovento. Il valore del carico dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione presa in esame, dalla sua localizzazione, dalla velocità del vento legata all'energia cinetica dell'aria, ecc...

Nel modello è stato valutato per la zona di Roma un valore pari a 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

Per la facciata sopravento è stato moltiplicato 0,5 kN/m<sup>2</sup> per il coefficiente 0,8 ottenendo un valore di pressione pari a 0,4 kN/m<sup>2</sup>, mentre per la facciata sottovento è stato moltiplicato 0,5 kN/m<sup>2</sup> per 0,4 ottenendo un valore di depressione pari a 0,2 kN/m<sup>2</sup>.

È stato dunque applicato il carico del vento come linearmente distribuito ai pilastri di facciata del telaio più sollecitato.

## Sisma

La forza sismica è un'azione dinamica che consiste in uno scuotimento del terreno alla base.

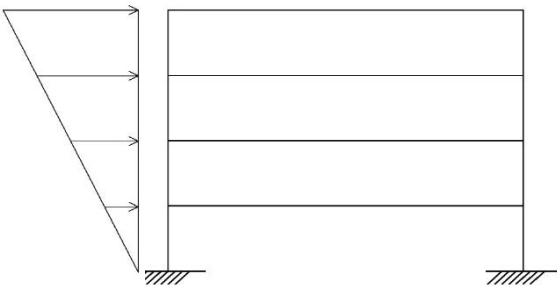
Tuttavia, nel caso di un edificio regolare, è possibile studiare il comportamento della struttura attraverso analisi statiche equivalenti.

La forza sismica è stata calcolata attraverso la formula:  $F_s = c \times \omega$  dove:

- $c$  è il coefficiente di intensità sismica ( $c = \bar{a} / \bar{g}$ )
- $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$

Quindi è stata calcolata  $F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$  che corrisponde al valore della forza sismica da applicare

nel centro di massa di ciascun piano.



$F_i$  è direttamente proporzionale alla quota, infatti i piani alti soffrono maggiormente l'azione sismica, ed è per questo che la distribuzione della forza sismica ha un andamento triangolare.

Inoltre essendo per ipotesi un edificio regolare risulta che  $\omega$  è costante ad ogni piano quindi:

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$

Dal momento che non si può definire preventivamente l'origine e la direzione del sisma, sono state effettuate due analisi una in direzione longitudinale e l'altra in direzione trasversale, verificando la più sfavorevole.

A questo punto, una volta assegnati tutti i carichi, sono state definite le varie combinazioni di carico a partire dalla combinazione fondamentale per gli **Stati Limite Ultimi**:

$$q \text{ [kN/m}^2\text{]} = \gamma_s q_s + \gamma_p q_p + \gamma_a q_a + \psi_{02} \gamma_v q_v + \psi_{03} \gamma_n q_n$$

(dove  $\gamma$  è il coefficiente parziale sfavorevole e  $\psi$  è il coefficiente minorativo che prende in considerazione che possano agire altri carichi variabili contemporaneamente a quello dominante, ma non con valore massimo)

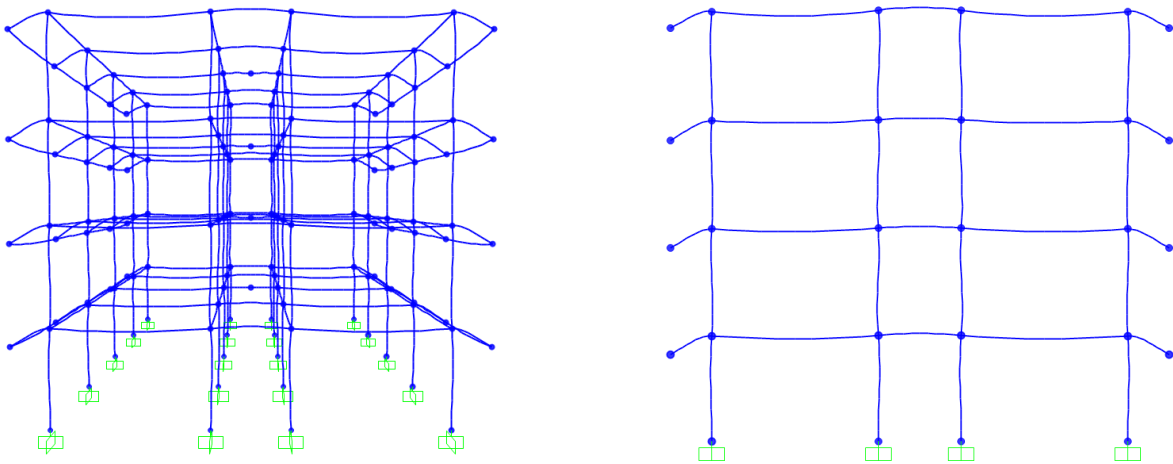
Sono state quindi definite le varie combinazioni:

- Comb\_  $q_a$  prevalente:  
 $q \text{ [kN/m}^2\text{]} = 1,3 * q_s + 1,5 * q_p + 1,5 * q_a + 0,6 * 1,5 * q_v + 0,5 * 1,5 * q_n$
- Comb\_  $q_n$  prevalente:  
 $q \text{ [kN/m}^2\text{]} = 1,3 * q_s + 1,5 * q_p + 1,5 * q_n + 0,7 * 1,5 * q_a + 0,6 * 1,5 * q_v$
- Comb\_  $q_v$  prevalente:  
 $q \text{ [kN/m}^2\text{]} = 1,3 * q_s + 1,5 * q_p + 1,5 * q_v + 0,7 * 1,5 * q_a + 0,5 * 1,5 * q_n$

Dalle analisi svolte in SAP risulta che la combinazione di carico più sfavorevole è quella con  $q_a$  dominante.

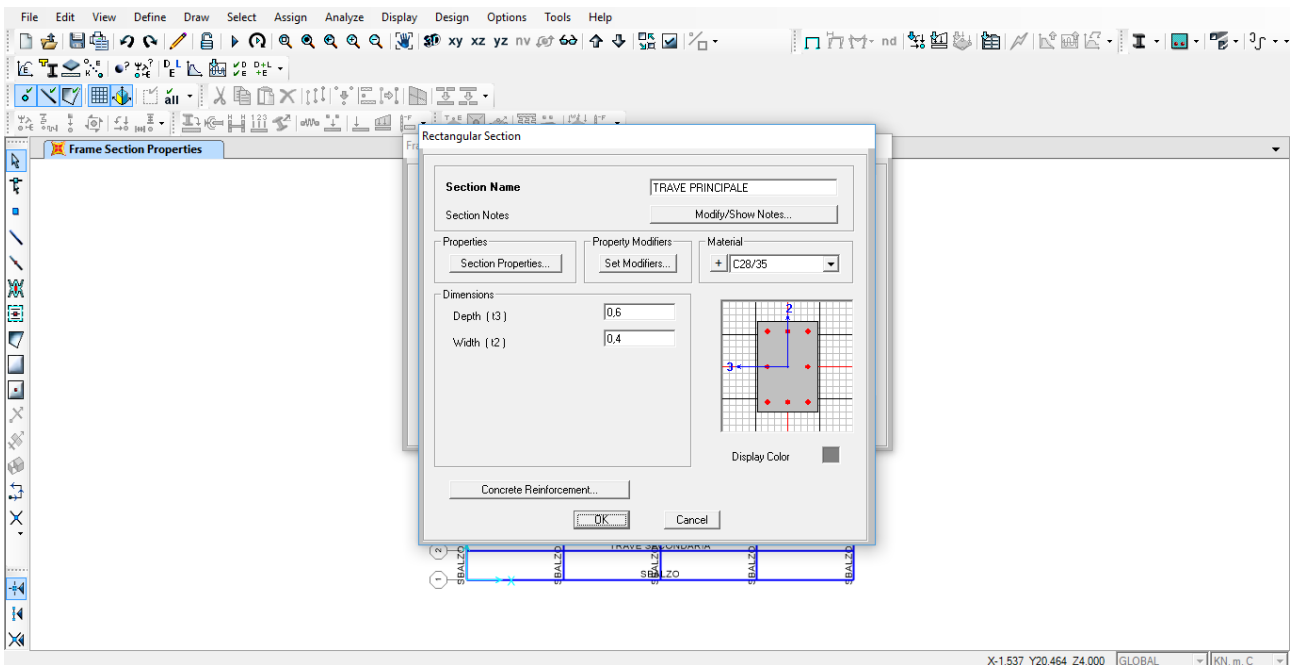
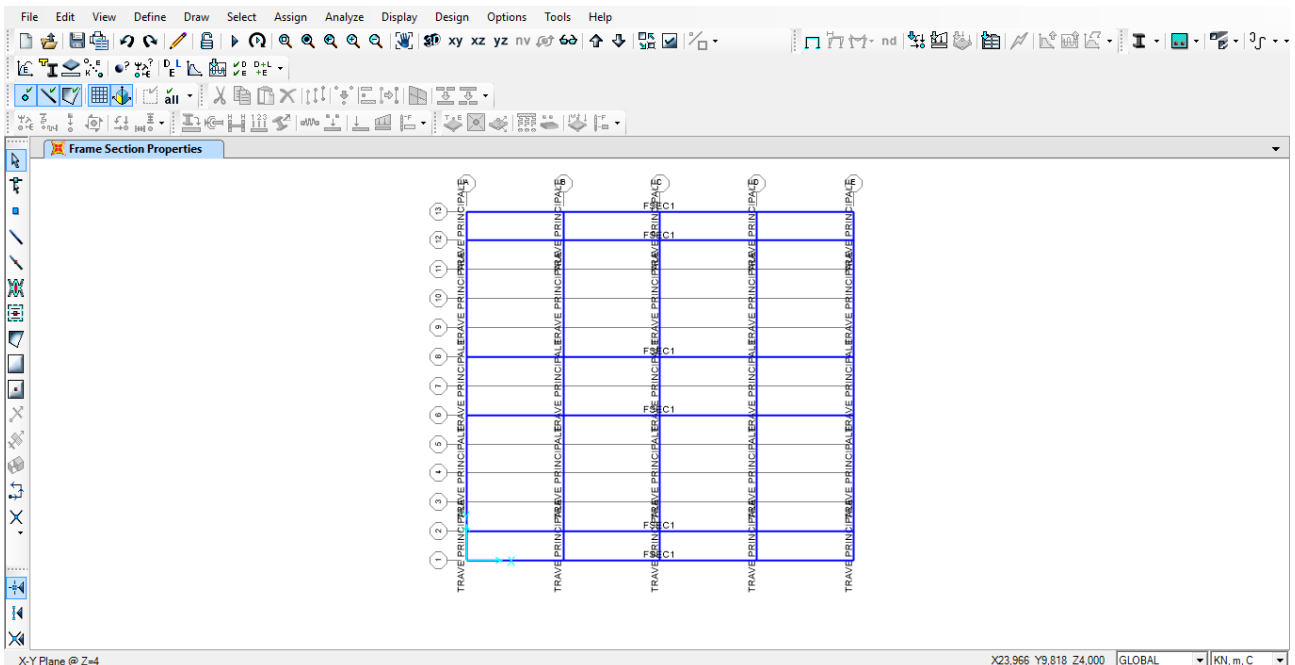
Nella fase di verifica le travi e gli sbalzi - soggetti solo a momento flettente - saranno verificati a flessione, mentre i pilastri - soggetti a flessione e a compressione – saranno verificati a pressoflessione.

Dai risultati delle analisi su SAP ci si aspetta che i momenti relativi alle travi siano minori di quelli di progetto, in quanto in fase di dimensionamento era stato assunto il modello di trave doppiamente appoggiata, mentre in realtà si tratta di nodi rigidi.



# 1. CLS ARMATO

La struttura progettata in calcestruzzo armato durante la prima fase di lavoro è stata ridisegnata in SAP, inoltre sono stati assegnati il materiale (C 28/35), le sezioni ed i carichi verticali e orizzontali.



Nella seconda esercitazione erano stati calcolati i seguenti dati: →

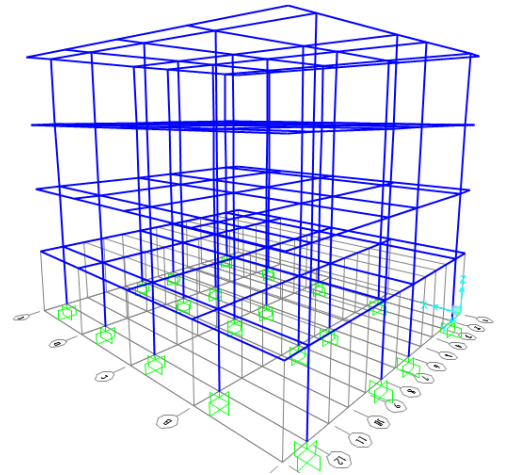
$$q_s = 3,40 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 3,16 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

(Nella prima fase di lavoro si sarebbe dovuto considerare un pacchetto di solaio differente per la copertura e per gli sbalzi, tuttavia è stato considerato lo stesso modello di solaio. In questa seconda fase è stato deciso di utilizzare il valore di normativa per i sovraccarichi accidentali relativo ai balconi  $q_a = 4,00 \text{ kN/m}^2$ ).

Elementi dimensionati →	Trave Principale	40 x 60 cm
	Trave Secondaria	25 x 35 cm
	Pilastro	40 x 45 cm
	Sbalzo	25 x 40 cm



## FORZE ORIZZONTALI

Sisma:  $F_s = c \times \omega$

- c
- $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$

• P = Peso proprio + carico strutturale + sovraccarico permanente

- Peso proprio = 3021 kN
- Carico strutturale  $q_s = 3,40 \text{ kN/m}^2 \times (\text{Area solaio } 18\text{m} \times 20 \text{ m} = 360 \text{ m}^2) \times 4 \text{ (n}^\circ \text{ solai)} = 4896 \text{ kN}$
- Sovraccarico permanente  $q_p = 3,16 \text{ kN/m}^2 \times 360 \text{ m}^2 \times 4 = 4550,4 \text{ kN}$

$$P = (3021 + 4896 + 4550,4) \text{ kN} = \underline{12\ 467,4 \text{ kN}}$$

• N = Carico neve (Roma 0,5 kN/m<sup>2</sup>)

- 20 % N =  $0,1 \text{ kN/m}^2 \times 360 \text{ m}^2 \text{ (tetto)} = \underline{36 \text{ kN}}$

• Q = Carichi accidentali

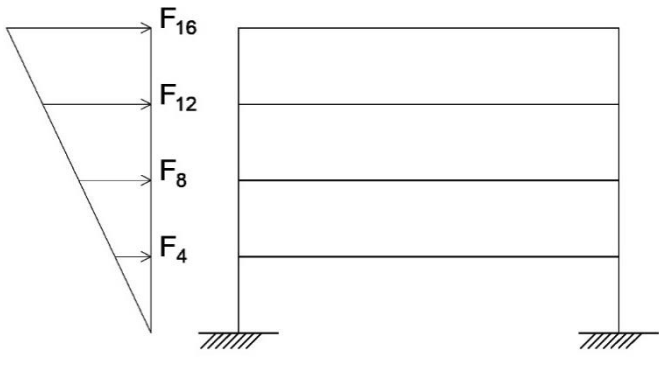
- 30 % Q = 864 kN

$$\omega = (12\ 467,4 \text{ kN} + 36 \text{ kN} + 864 \text{ kN}) = 13367,4 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_s = 0,3 \times \omega = \underline{4010,2 \text{ kN}}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$



$$F_4 = F_s \frac{z^*}{10z^*} = 401,02 \text{ kN}$$

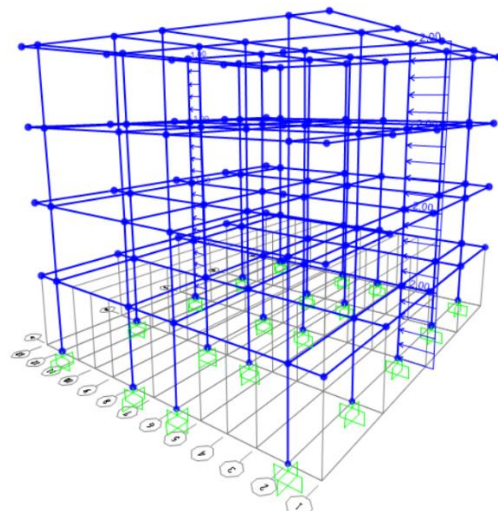
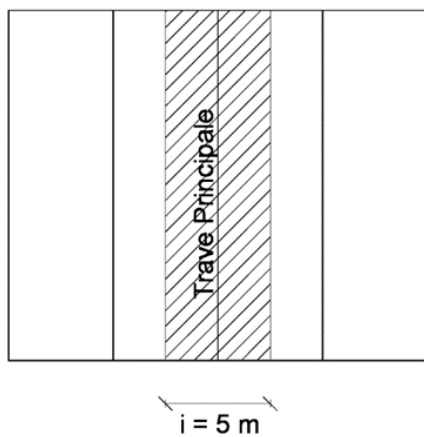
$$F_8 = F_s \frac{2z^*}{10z^*} = 802,04 \text{ kN}$$

$$F_{12} = F_s \frac{3z^*}{10z^*} = 1203,06 \text{ kN}$$

$$F_{16} = F_s \frac{4z^*}{10z^*} = 1604,08 \text{ kN}$$

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

- vento (carico lineare):
- parete sopravvento:  $0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$
  - parete sottovento:  $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$





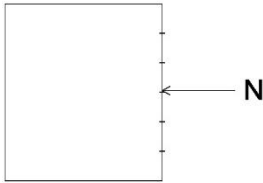
## ANALISI e VERIFICHE

### Combinazione di carico allo SLU (COMB1)

È stata mandata su SAP l'analisi del modello con la combinazione di carico allo SLU più sfavorevole (cioè quella con il  $q_a$  dominante) e sono stati esportati su Excel i risultati (tabella *Element forces – frame*), per poter effettuare le verifiche.

- COMB1 → Carichi verticali
  - Trave:  $M_{max} = 57,3 \text{ kNm} \leq M_{max}^* = 308,70 \text{ kNm}$   
→ sezione trave verificata
  - Pilastro:  $N_{max} = 565,06 \text{ kN}$   
 $M_{max} = 2,47 \text{ kNm}$

Verifica a Pressoflessione:



$$e = \frac{M}{N} = 4,37 \text{ mm} < \frac{H}{6} (75 \text{ mm}) \quad \text{CASO I}$$

la sezione è tutta compressa

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < f_{cd}$$

$$3,2 \text{ N/mm}^2 < 15,9 \text{ N/mm}^2$$

→ sezione pilastro verificata

- Sbalzo:  $M_{max} = 44,9 \text{ kNm} \leq M_{max}^* = 68,4 \text{ kNm}$  → sezione verificata

### Sisma

Per i carichi orizzontali è stata verificata la combinazione più sfavorevole.

- COMB2\_Fy → Carichi verticali + sisma direzione y
  - Trave:  $M_{max} = 460,84 \text{ kNm} > M_{max}^* = 308,70 \text{ kNm}$   
→ Non verificato
  - Pilastro:  $N_{max} = 985,58 \text{ kN}$   
 $M_{max} = 280,74 \text{ kNm}$

$$e = \frac{M}{N} = 280 \text{ mm} > \frac{H}{2} (225 \text{ mm}) \quad \text{CASO III}$$

Verifica a flessione → Non verificato

$M_{max}$ (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)	$H$	$H/I$	area (m <sup>2</sup> )	peso unitario (KN/m)
280,74	450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	40,00	51,74	5,00	56,74	45,00	0,09	0,18	4,50
299,93	450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	40,00	53,48	5,00	58,48	non verificato			

- Sbalzo:  $M_{max} = 44,9 \text{ kNm} \leq M_{max}^* = 68,4 \text{ kNm}$  → sezione verificata

## 2. 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 →	Trave Principale	35 x 50 cm
	Trave Secondaria	35 x 40 cm
	Pilastro	35 x 35 cm
	Sbalzo	25 x 30 cm

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

Material Property Data

Material Name: LEGNO LAMELLARE

Material Type: Other

Symmetry Type: Orthotropic

Modulus of Elasticity: E1: 113.7, E2: 3.8, E3: 3.8

Weight and Mass: Weight per Unit Volume: 3.7, Mass per Unit Volume: 0.377

Units: KN, m, C

Poisson's Ratio: U12: 0.3, U13: 0.3, U23: 0.3

Coeff of Thermal Expansion: A1: 1.170E-05, A2: 1.170E-05, A3: 1.170E-05

Shear Modulus: G12: 7.1, G13: 7.1, G23: 7.1

Buttons: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties..., Thermal Properties..., OK, Cancel

Il legno lamellare è stato classificato come ortotropo, vista la variazione delle sue proprietà meccaniche in funzione dell'orientamento delle fibre.

E1= modulo di elasticità parallelo alla fibratura

E2 = modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura

E3 = è stato assegnato, come semplificazione del modello, lo stesso valore del modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura

A questo punto sono state valutate le stesse combinazioni di carico illustrate nell'introduzione, inserendo i valori dei carichi relativi al legno, calcolati nella seconda esercitazione:

-  $q_s = 0,5 \text{ kN/m}^2$

-  $q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2$

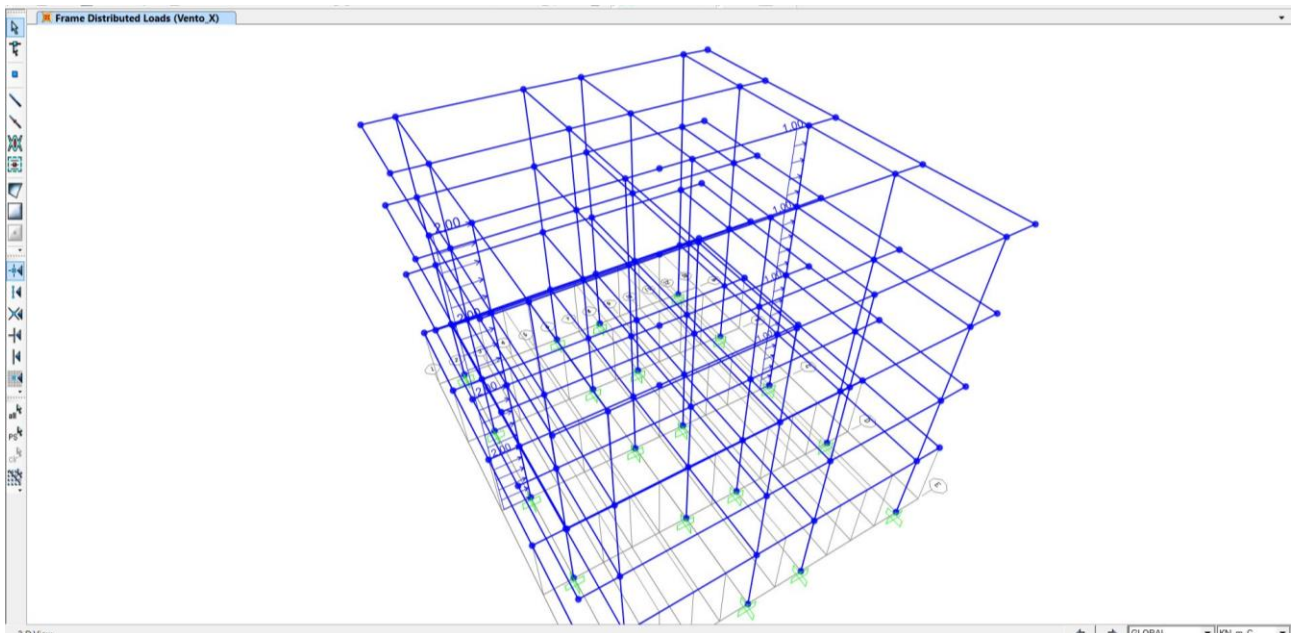
-  $q_a = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Anche in questo caso, nella fase di modellazione e di verifica è stato utilizzato  $q_a = 4,00 \text{ kN/m}^2$  per le parti a sbalzo, cioè i balconi.

## FORZE ORIZZONTALI

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

- vento (carico lineare):
- parete sopravvento:  $0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$
  - parete sottovento:  $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$



Sisma:  $F_s = c \times \omega$

- $c = 0,3$
- $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$

- $P =$  Peso proprio + carico strutturale + sovraccarico permanente

- Peso proprio =  $634,18 \text{ kN}$
- Carico strutturale  $q_s = 0,5 \text{ kN/m}^2 \times (\text{Area solaio } 18\text{m} \times 20 \text{ m} = 360 \text{ m}^2) \times 4 \text{ n}^\circ \text{ solai} = 720 \text{ kN}$
- Sovraccarico permanente  $q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2 \times 360 \text{ m}^2 \times 4 \text{ n}^\circ \text{ solai} = 4118,4 \text{ kN}$

$P = (634,18 + 720 + 4118,4) \text{ kN} = \underline{5472,58 \text{ kN}}$

- $N =$  Carico neve (Roma  $0,5 \text{ kN/m}^2$ )

- $20\% N = 0,1 \text{ kN/m}^2 \times 360 \text{ m}^2$  (superficie tetto) = 36 kN

- Q = Carichi accidentali

- **30 % Q**:  $q_{a1} = 2 \text{ kN/m}^2 \times 30 \% \times (\text{Area solai esclusi balconi } 15\text{m} \times 20 \text{ m} = 300 \text{ m}^2) \times 4 = 720 \text{ kN}$

$$q_{a2} = 4 \text{ kN/m}^2 \times 30 \% \times (\text{Area balconi } 20\text{m} \times 3 \text{ m} = 60 \text{ m}^2) \times 4 = 288 \text{ kN}$$

$$\omega = 6900,58 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_s = 0,3 \times \omega = \underline{2070,17 \text{ kN}}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$

$$F_4 = F_s \frac{z^*}{10z^*} = 207,02 \text{ kN}$$

$$F_8 = F_s \frac{2z^*}{10z^*} = 414,04 \text{ kN}$$

$$F_{12} = F_s \frac{3z^*}{10z^*} = 621,06 \text{ kN}$$

$$F_{16} = F_s \frac{4z^*}{10z^*} = 828,08 \text{ kN}$$

## ANALISI e VERIFICHE

### Combinazione di carico allo SLU (COMB1)

Di seguito sono riportati i valori massimi del momento e dello sforzo normale individuati per la verifica del telaio più sollecitato.

- COMB1  $\rightarrow$  Carichi verticali
  - Trave:  $M_{\max} = 25,05 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 178,65 \text{ kNm}$   
 $\rightarrow$  sezione trave verificata
  - Pilastro:  $N_{\max} = 208,82 \text{ kN}$   
 $M_{\max} = 1,6 \text{ kNm}$

La verifica a presso-flessione del pilastro in legno tiene conto di due tensioni di riferimento,  $f_{cd}$  e  $f_{fd}$ , per valutare rispettivamente la compressione e la flessione.

Affinché la verifica sia soddisfatta, bisogna garantire che  $\frac{\sigma_c}{f_{cd}} + \frac{\sigma_f}{f_{fd}} < 1$

$$\text{dove } \sigma_c = \frac{N}{A}; \quad \sigma_f = \frac{M}{W} \quad ; \quad f_{cd} = K_{\text{mod}} \frac{f_c}{\gamma_m} \quad ; \quad f_{fd} = K_{\text{mod}} \frac{f_f}{\gamma_m}$$

$f_c$  (resistenza a compressione parallela alla fibratura) = 24 MPa per legno lamellare GL 24h

$f_f$  (resistenza a flessione) = 24 MPa per legno lamellare GL 24h

$\gamma_m$  (coefficiente di sicurezza) = 1,45

$K_{\text{mod}}$  (coefficiente <1 che tiene conto dell'effetto della durata del carico e delle condizioni di umidità in cui opera la struttura) = 0,8

$$\rightarrow f_{cd} = 13,24 \text{ MPa} \quad f_{fd} = 13,24 \text{ MPa}$$

Area sezione pilastro  $A = 1225 \text{ cm}^2$

$$W = bh^2/6$$

$$\rightarrow \sigma_c = \frac{208820N}{122500\text{mm}^2} = 1,7\text{MPa} \quad \sigma_f = \frac{1600000N\text{mm}}{7145830\text{mm}^3} = 0,2\text{MPa}$$

$$\frac{1,7}{13,24} + \frac{0,2}{13,24} = 0,13 < 1 \quad \rightarrow \text{sezione pilastro verificata}$$

- Sbalzo:  $M_{\text{max}} = 15,61 \text{ kNm} \leq M_{\text{max}}^* = 44,66 \text{ kNm} \rightarrow \text{sezione verificata}$

### Sisma

Per il sisma è stata verificata la combinazione più sfavorevole, cioè quella con la forza sismica in direzione x.

- COMB2\_Fx  $\rightarrow$  Carichi verticali + sisma direzione x
  - Trave:  $M_{\text{max}} = 230,74 \text{ kNm} \leq M_{\text{max}}^* = 178,65 \text{ kNm}$   
 $\rightarrow$  Non verificato
  - Pilastro:  $N_{\text{max}} = 454,94 \text{ kN}$   
 $M_{\text{max}} = 254,38 \text{ kNm}$

Verifica pilastro a Pressoflessione:

analogamente alla verifica del pilastro della COMB1, bisogna garantire che  $\frac{\sigma_c}{f_{cd}} + \frac{\sigma_f}{f_{fd}} < 1$

$$f_{cd} = 13,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 3,7 \text{ MPa}$$

$$f_{fd} = 13,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = 35,5 \text{ MPa}$$

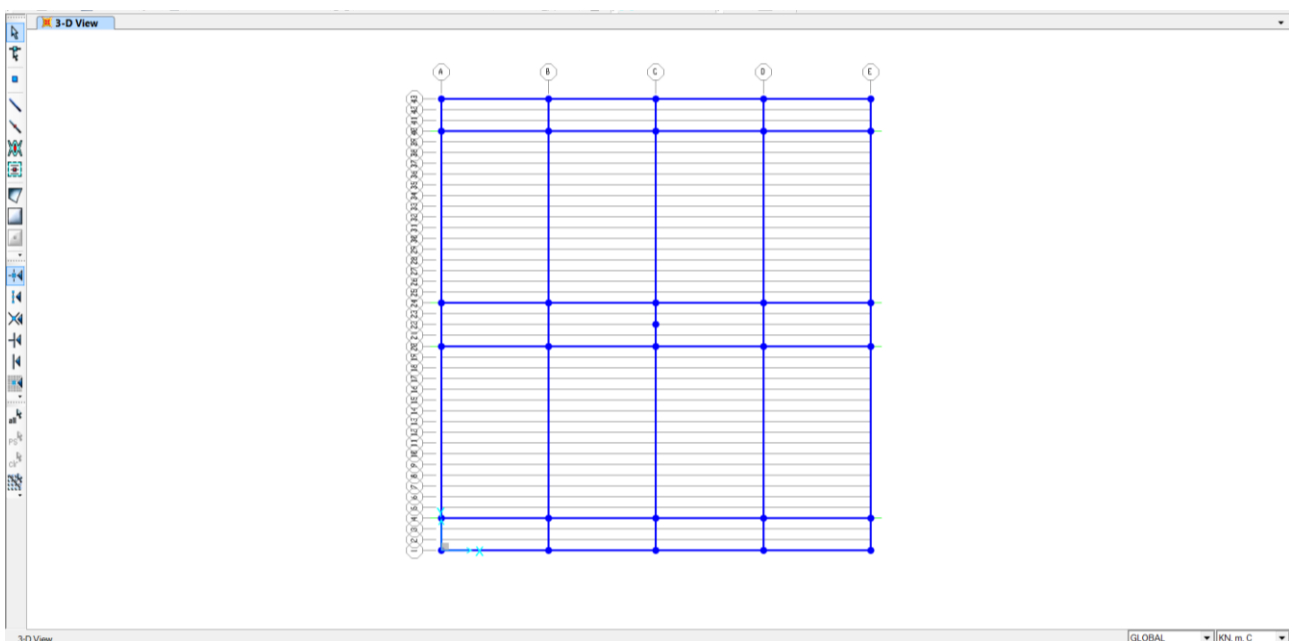
$$\frac{3,7}{13,24} + \frac{35,5}{13,24} = 2,76 > 1 \rightarrow \text{sezione pilastro NON verificata}$$

- Sbalzo:  $M_{\max} = 16,30 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 44,66 \text{ kNm} \rightarrow$  sezione verificata

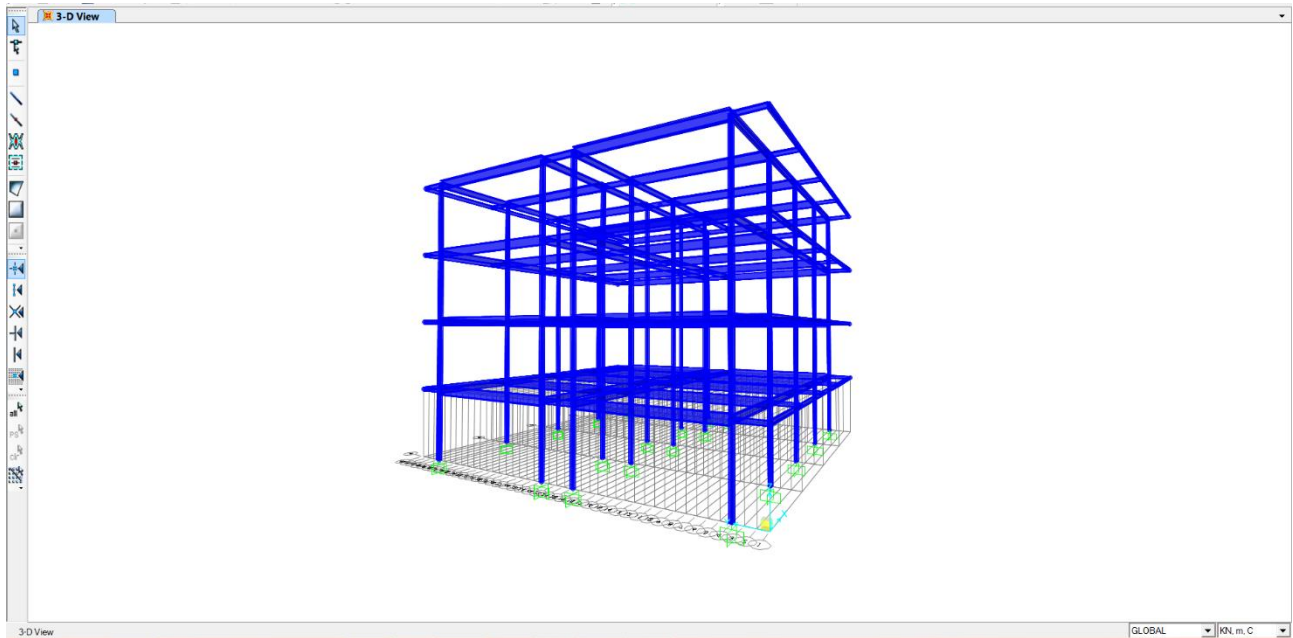
### 3. ACCIAIO

Per l'acciaio è stata considerata una struttura diversa dalle altre due tecnologie, che prevede luci maggiori.

E' stata dunque modellata su SAP la nuova struttura alla quale, analogamente ai casi precedenti, sono stati assegnati il materiale (acciaio S 235), le sezioni ed i carichi verticali e orizzontali.



Elementi dimensionati →	Trave Principale	IPE 500
	Trave Secondaria	IPE 330
	Pilastro	HEA 200
	Sbalzo	IPE 220



Nella precedente esercitazione erano stati calcolati i seguenti carichi: →

$q_s = 1,90 \text{ kN/m}^2$
$q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2$
$q_a = 2,00 \text{ kN/m}^2$

## FORZE ORIZZONTALI

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

→ vento (carico lineare):

- parete sopravvento:  $0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$
- parete sottovento:  $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$

Sisma:  $F_s = c \times \omega$

- $c$
- $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$

•  $P =$  Peso proprio + carico strutturale + sovraccarico permanente

- Peso proprio = 642,12 kN
- Carico strutturale  $q_s = 1,9 \text{ kN/m}^2 \times (\text{Area solaio } 21\text{m} \times 20 \text{ m} = 420 \text{ m}^2) \times 4 \text{ (n}^\circ \text{ solai)} = 3192 \text{ kN}$
- Sovraccarico permanente  $q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2 \times 420 \text{ m}^2 \times 4 = 4804,8 \text{ kN}$

$$P = (642,12 + 3192 + 4804,8) \text{ kN} = \underline{8638,92 \text{ kN}}$$

- N = Carico neve (Roma 0,5 kN/m<sup>2</sup>)
  - 20 % N = 0,1 kN/m<sup>2</sup> x 420 m<sup>2</sup> (tetto) = 42 kN
- Q = Carichi accidentali
  - 30 % Q : q<sub>a1</sub> = 30 % (Area solai esclusi balconi 20 X 18 mq x 4 n° solai) x 2 kN = 864 kN
  - q<sub>a2</sub> = 30 % (Area balconi 20 X 3 mq x 4 n° solai) x 4 kN = 288 kN

$$\omega = 9832,92 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_s = 0,3 \times \omega = \underline{2949,87 \text{ kN}}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$

$$F_4 = F_s \frac{z^*}{10z^*} = 294,98 \text{ kN}$$

$$F_8 = F_s \frac{2z^*}{10z^*} = 589,97 \text{ kN}$$

$$F_{12} = F_s \frac{3z^*}{10z^*} = 884,96 \text{ kN}$$

$$F_{16} = F_s \frac{4z^*}{10z^*} = 1179,95 \text{ kN}$$

## ANALISI e VERIFICHE

### Combinazione di carico allo SLU (COMB1)

Di seguito sono riportati i valori massimi del momento e dello sforzo normale individuati per la verifica del telaio più sollecitato.



- COMB1 → Carichi verticali
  - Trave:  $M_{\max} = 63,41 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 390,40 \text{ kNm}$   
→ sezione trave verificata
  - Pilastro:  $N_{\max} = 280,71 \text{ kN}$   
 $M_{\max} = 1,7 \text{ kNm}$

Verifica a Pressoflessione:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < f_d$$

$$\frac{280,71 \text{ kN}}{0,005 \text{ m}^2} + \frac{1,7 \text{ kNm}}{0,00038 \text{ m}^3} < 223,81 \text{ N/mm}^2$$

$$60,61 \text{ N/mm}^2 < 223,81 \text{ N/mm}^2$$

→ sezione pilastro verificata

- Sbalzo:  $M_{\max} = 17,23 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 54,90 \text{ kNm}$  → sezione verificata

### Sisma

Per il sisma è stata verificata la combinazione più sfavorevole, cioè quella con la forza sismica in direzione x.

- COMB2\_Fx → Carichi verticali + sisma direzione x
  - Trave:  $M_{\max} = 528,80 \text{ kNm} > M_{\max}^* = 390,40 \text{ kNm}$   
→ Non verificato
  - Pilastro:  $N_{\max} = 784,82 \text{ kN}$   
 $M_{\max} = 364,61 \text{ kNm}$

Verifica a Pressoflessione:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < f_d$$

$$\frac{784,42kN}{0,005m^2} + \frac{364,61kNm}{0,0038m^3} < 223,81N/mm^2$$

$$116,3N/mm^2 < 223,81N/mm^2$$

→ Non verificato

- Sbalzo:  $M_{\max} = 17,23 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 54,90 \text{ kNm} \rightarrow$  sezione verificata