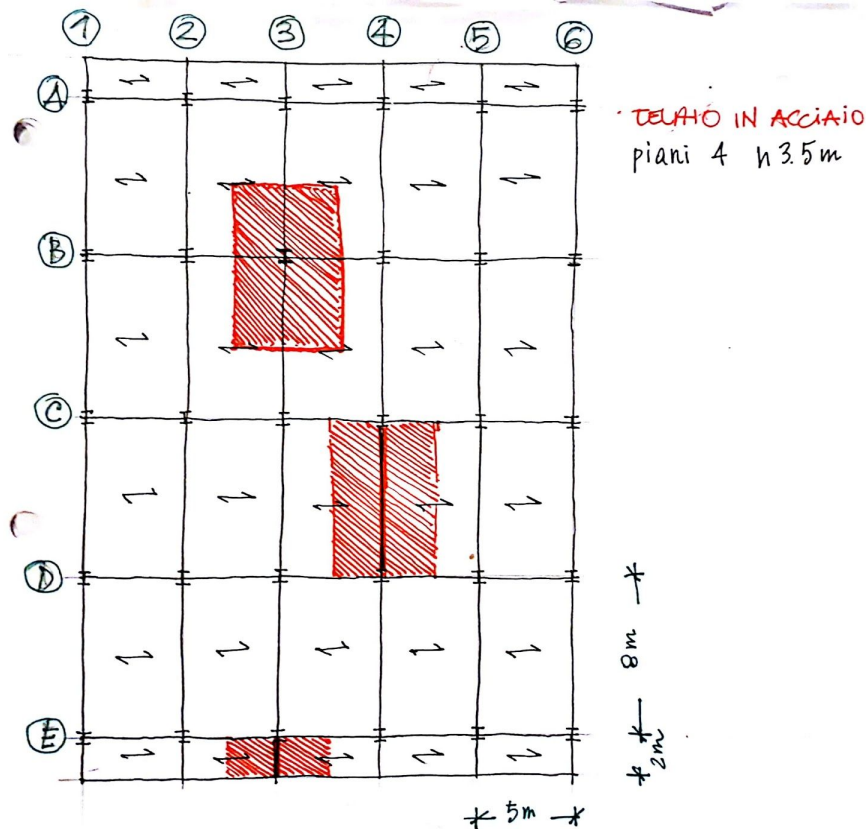
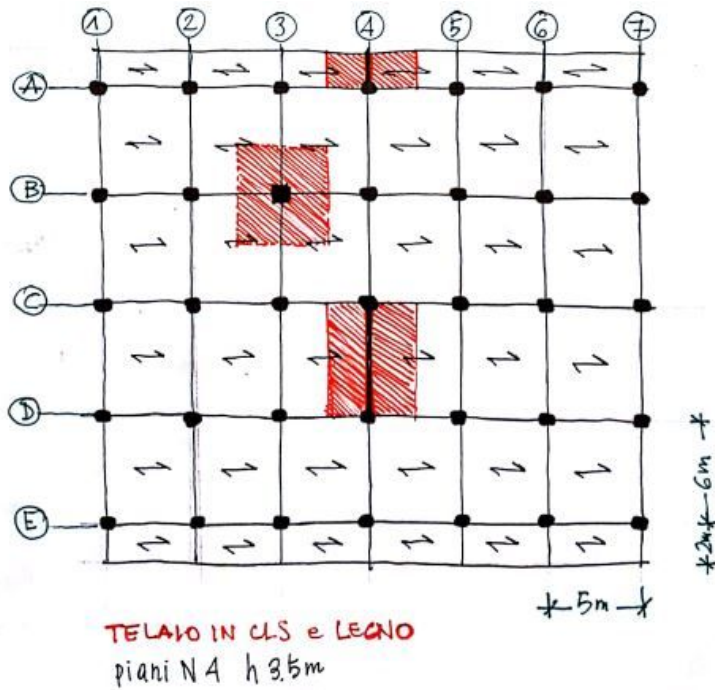
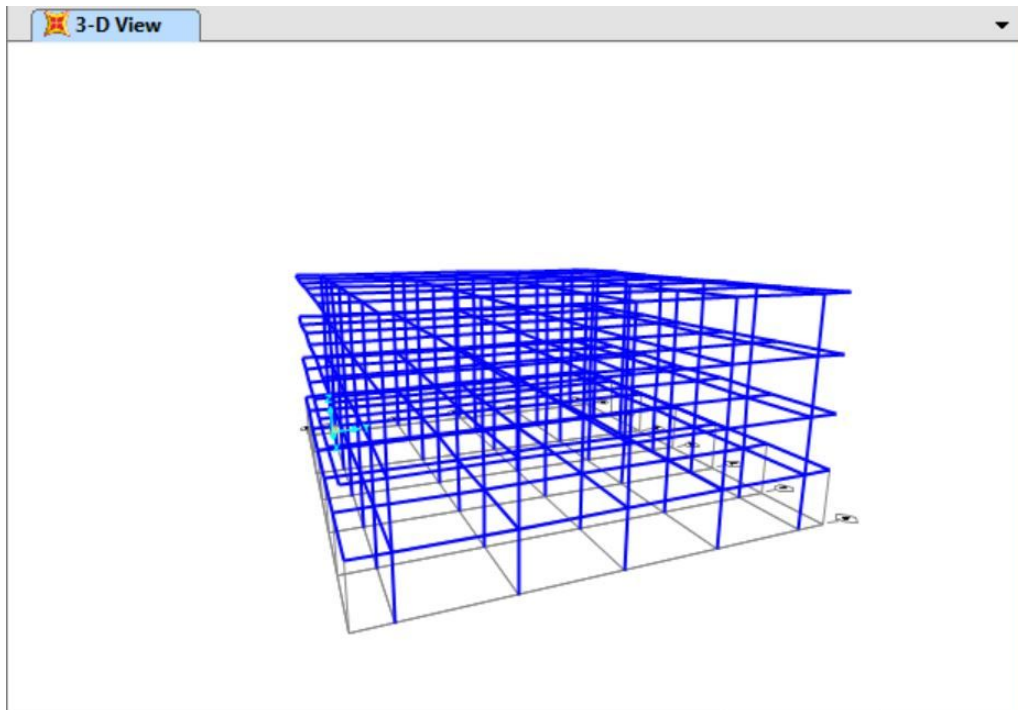


Per questa esercitazione, allo scopo di verificare un telaio piano delle strutture dell'esercitazione 2, abbiamo modellato su SAP i tre telai in legno, CLS e acciaio utilizzati nell'esercitazione 2 di Sara Monaco (l'ultima esercitazione era stata svolta separatamente).

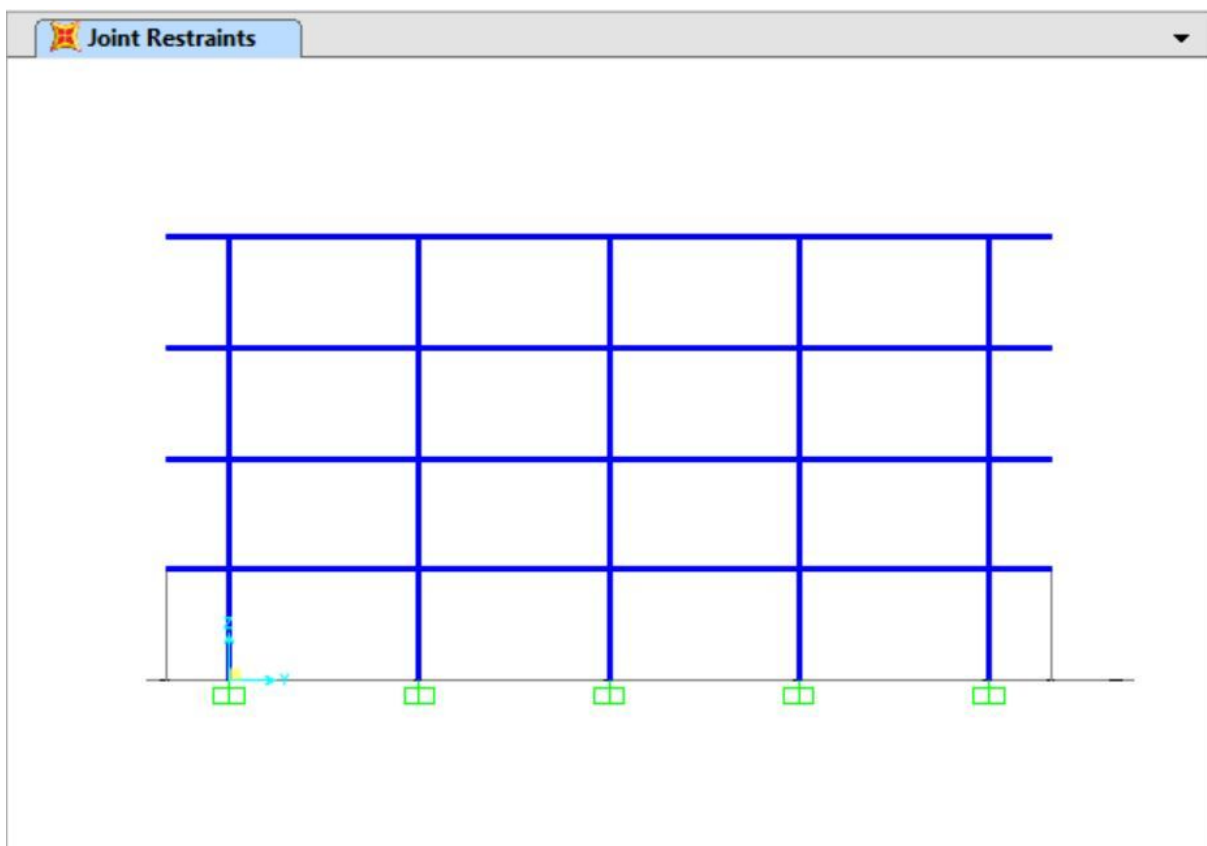
I telai erano i seguenti:

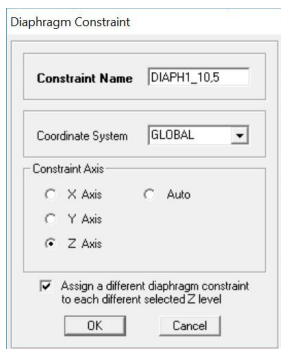
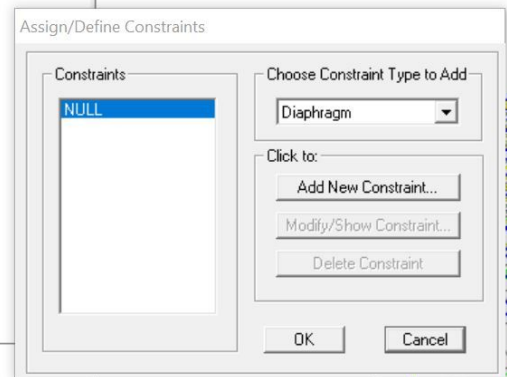
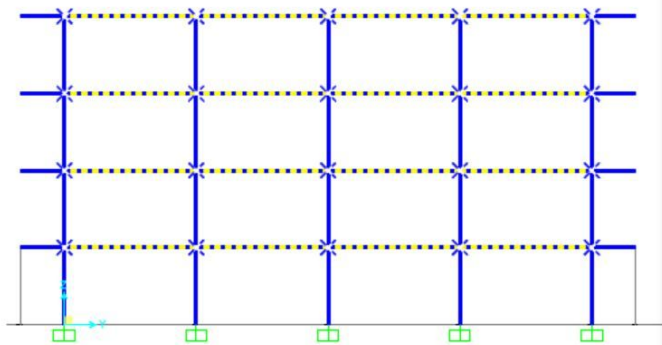


Per modellarli su SAP abbiamo prima di tutto creato la griglia di riferimento e il telaio base della struttura che abbiamo successivamente copiato su tutti i piani.



Successivamente abbiamo applicato i vincoli esterni ai pilastri. Incastri.

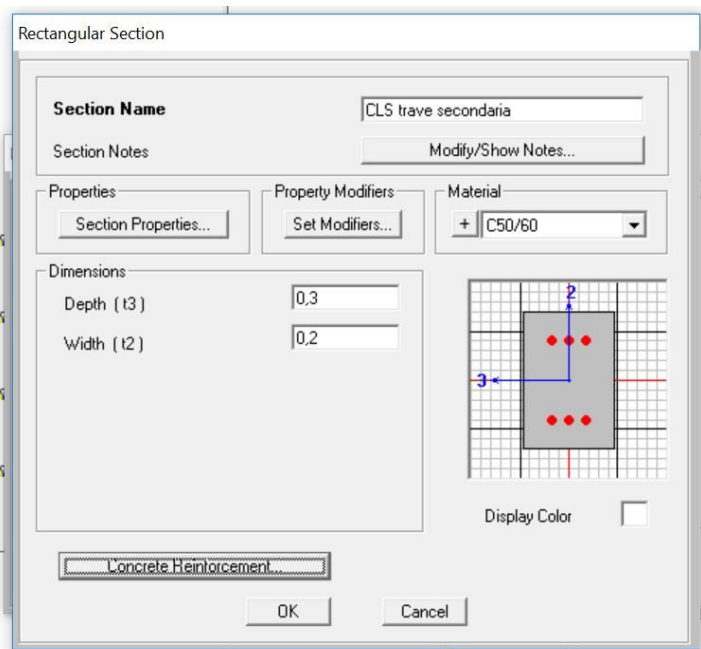
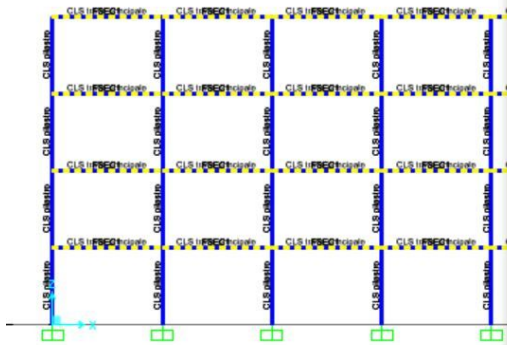




Poi abbiamo assegnato come Constraints “Diaphragm”, per fare in modo che il modello consideri così la rigidezza dei solai presenti nel progetto ma non modellati.

Importante è spuntare la casellina che assegna un Diaphragm differente ad ogni piano, poichè i piani si muovono separatamente e non come un blocco unico.

Successivamente abbiamo assegnato le sezioni corrispondenti alle travi principali e secondarie e ai pilastri.





Rectangular Section

Section Name

Section Notes

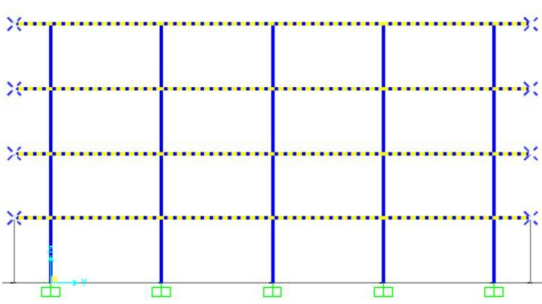
Properties Property Modifiers Material

Dimensions

Depth (t3)

Width (t2)

Display Color



Frame Properties

Properties

Find this property:

- CLS trave principale
- CLS trave principale**
- FSECT
- None

Click to:

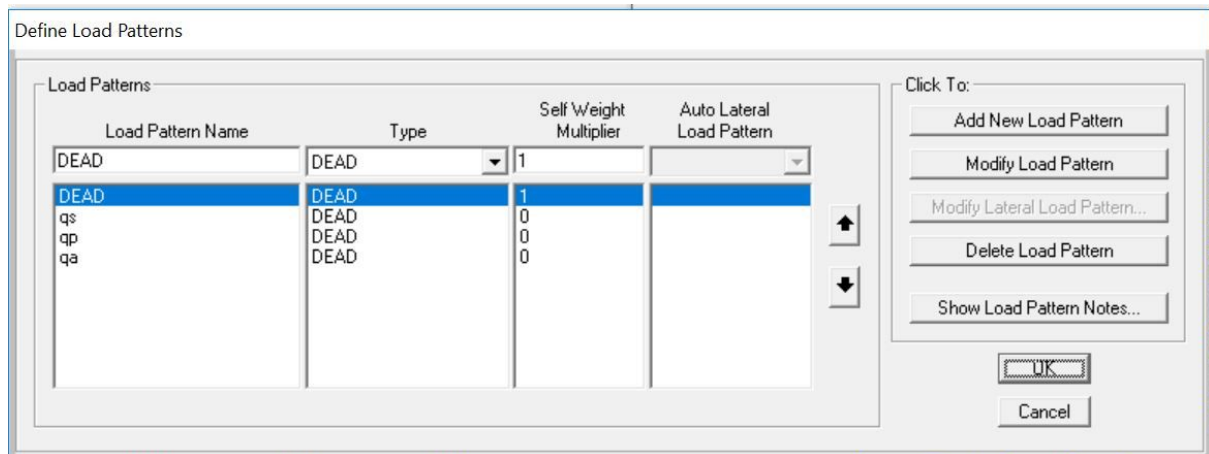
Nel caso del CLS e dell'acciaio abbiamo utilizzato i materiali già esistenti su SAP, per quanto riguarda il legno invece abbiamo dovuto creare noi un nuovo materiale con le seguenti proprietà:

Material Property Data

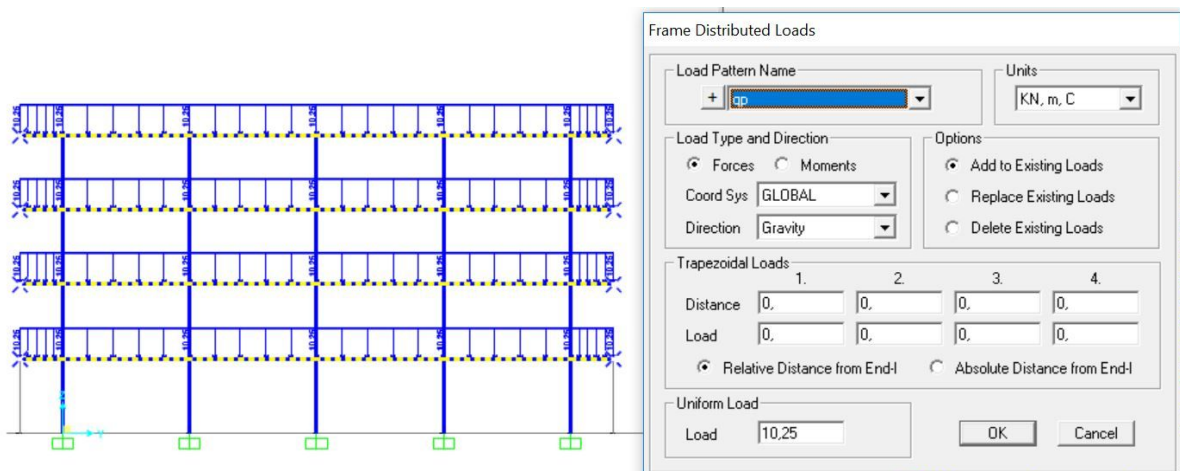
Material Name legno	Material Type Other	Symmetry Type Orthotropic
Modulus of Elasticity E1 8800000 E2 370000 E3 1.999E+08	Weight and Mass Weight per Unit Volume 6,86 Mass per Unit Volume 0,7	Units KN, m, C
Poisson's Ratio U12 0,3 U13 0,3 U23 0,3	Advanced Material Property Data Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties... Thermal Properties...	
Coeff of Thermal Expansion A1 0,000058 A2 0,000058 A3 0,000058		
Shear Modulus G12 850000 G13 850000 G23 850000		

OK Cancel

A questo punto abbiamo definito i Load Patterns, cominciando dai carichi del solaio, strutturali, permanenti e accidentali:



E successivamente li abbiamo assegnati come Distributed Frame Loads alle travi principali e secondarie, su ciascun piano.



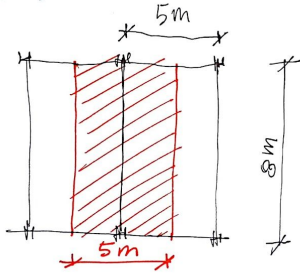
I carichi sono stati così ripartiti a seconda della struttura utilizzata:

ACCIAIO

$q_s = 2,13 \text{ kN/m}^2$

$q_p = 2,38 \text{ kN/m}^2$

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



travi principali

$q_s \times 5 = 10,65 \text{ kN/m}$

$q_p \times 5 = 11,9 \text{ kN/m}$

$q_a \times 5 = 10 \text{ kN/m}$

travi secondarie $\times 1 \text{ m}$

$q_s = 2,13 \text{ kN/m}$

$q_p = 2,38 \text{ kN/m}$

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

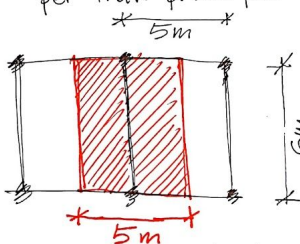
CLS

$q_s = 2,05 \text{ kN/m}^2$

$q_p = 2,45 \text{ kN/m}^2$

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

per travi principali

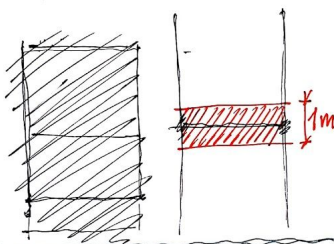


$q_s \times 5 = 10,25 \text{ kN/m}$ q_s

$q_p \times 5 = 12,25 \text{ kN/m}$ q_p

$q_a \times 5 = 10 \text{ kN/m}$ q_a

per secondarie



$q_s \times 1 = 2,05 \text{ kN/m}$ q_s

$q_p \times 1 = 2,45 \text{ kN/m}$ q_p

$q_a \times 1 = 2,00 \text{ kN/m}$ q_a

LEGNO

$q_s = 0,38 \text{ kN/m}^2$

$q_p = 2,96 \text{ kN/m}^2$

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

per travi principali
uguali al CLS

$q_s \times 5 = 1,9 \text{ kN/m}$ q_s

$q_p \times 5 = 14,8 \text{ kN/m}$ q_p

$q_a \times 5 = 10 \text{ kN/m}$ q_a

per secondarie
uguali al CLS

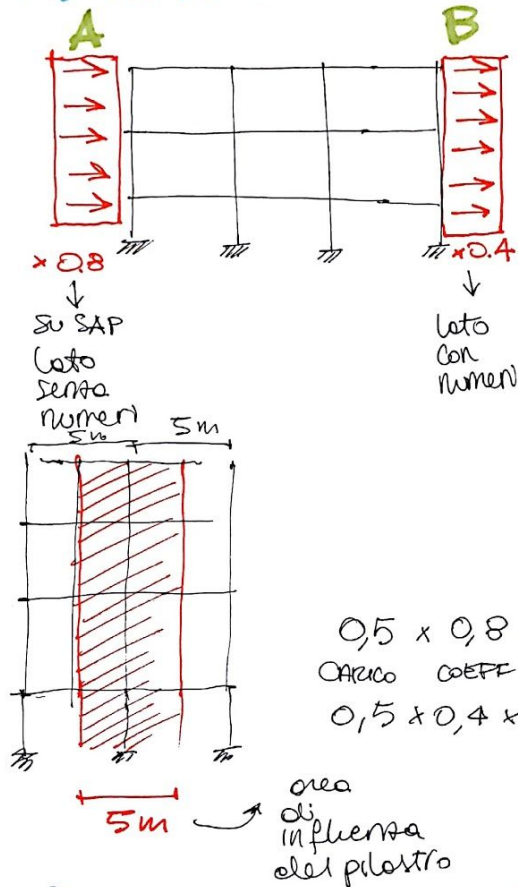
$q_s \times 1 = 0,38 \text{ kN/m}$ q_s

$q_p \times 1 = 2,96 \text{ kN/m}$ q_p

$q_a \times 1 = 2,00 \text{ kN/m}$ q_a

Abbiamo scelto come telaio più sollecitato da verificare un telaio interno contenente le travi principali. Abbiamo poi applicato i carichi del vento e della neve. Il carico del vento andrebbe calcolato in due casi separati con direzioni perpendicolari tra di loro. Essendo la nostra una verifica di un solo telaio, abbiamo inserito solo la condizione più sfavorevole ovvero quella in cui il carico del vento entra direttamente a contatto con il telaio in questione. Il carico del vento si applica come carico distribuito verticali sia ai pilastri sopravento che sottovento, mentre il carico della neve si applica come carico distribuito orizzontale, ovviamente solo in copertura.

8) APPLICO CARICO VENTO



Considero
 $0,5 \text{ kN/m}^2$
 Sarebbe da calcolare
 in 2 direzioni
 perpendicolari
 tra di loro.
 Ma sto verificando
 un solo telaio
 quindi ci sarà
 una situazione
 rettovente più
 sfavorevole.

$$0,5 \times 0,8 \times 5 = \boxed{2 \text{ kN/m}} \quad \mathbf{A}$$

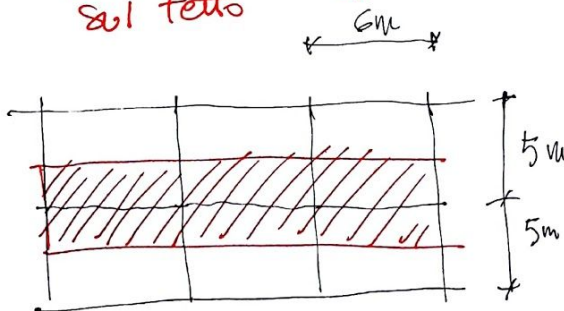
CARICO COEFF. A. INFLUENZA

$$0,5 \times 0,4 \times 5 = \boxed{1 \text{ kN/m}} \quad \mathbf{B}$$

Lo applico come CARICO
 DISTRIBUITO VERTICALE
 (NO GRAVITY DIREZIONE Y)
 SUL PILASTRO

9) APPLICO CARICO NEVE

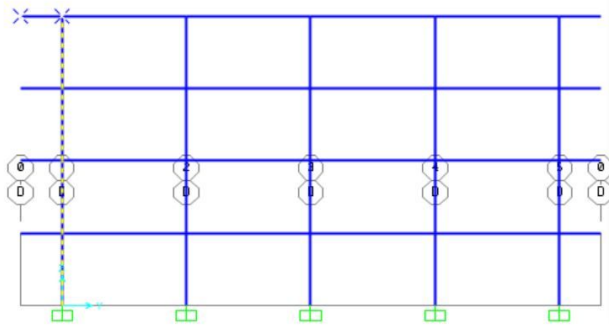
Considero $0,5 \text{ kN/m}^2$
 sul tetto



$$0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = \boxed{2,5 \text{ kN/m}}$$

AREA
 INFLUENZA

lo applico come
 CARICO DISTRIBUITO
 SOLO IN COPERTURA



Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + vento Units: KN, m, C

Load Type and Direction: Forces Moments
 Coord Sys: GLOBAL Direction: Y

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

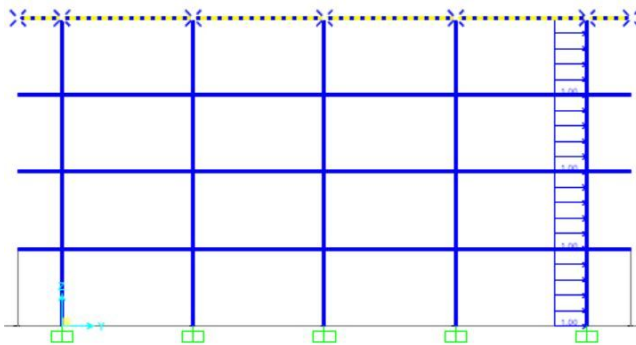
Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0.	0.	0.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 2

OK Cancel



Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + neve Units: KN, m, C

Load Type and Direction: Forces Moments
 Coord Sys: GLOBAL Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0.	0.	0.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 2.5

OK Cancel

I carichi del vento e della neve dipendono dall'area di influenza rispettivamente dei pilastri e delle travi principali, in tutte e tre le strutture questa era la stessa, quindi abbiamo potuto applicare gli stessi valori a tutte.

Per quanto riguarda invece il calcolo della forza sismica abbiamo dovuto svolgere i calcoli per ogni struttura, essendo la forza sismica dipendente dal peso dell'edificio.

Per ottenere il peso dell'edificio abbiamo lanciato su SAP l'analisi solo con il DEAD ed esportato le tabelle "structures output-base reaction" e trovato il peso della struttura sotto la casella Global Force FZ.

Per calcolare la forza sismica abbiamo usato la seguente formula:

$$F_s = c \times W$$

dove:

c è compreso tra 0,2 e 0,3 ed è una frazione di g e dipende dalla zona di riferimento. Noi abbiamo adottato 0,25.

$$W = p \text{ (peso edificio) } + 0,2 \times \text{Carico Neve} + 0,3 \times \text{Carico Vento}$$

La forza sismica non si ripartisce però in maniera omogenea, ma in maniera simile a come vibra l'edificio, ha una distribuzione triangolare dal basso verso l'alto.

Per il calcolo semplificato (ci vorrebbero delle analisi di tipo dinamico per studiare il carico sismico) utilizzato in questa esercitazione, abbiamo applicato la forza sismica, come forza concentrata, con valori differenti per ogni piano, nel centro di massa dello stesso, in due direzioni tra di loro perpendicolari.

Le forze ottenute sono state denominate F_{1x} , F_{1y} , F_{2x} , F_{2y}

La formula utilizzata per calcolare F_i è la seguente:

$$F_i = \frac{F_s \cdot z_i}{\sum_j z_j}$$

A questo punto abbiamo definito le Load Combinations. Abbiamo sottoposto il telaio in questione a verifica SLU considerando 3 casistiche diverse: considerando come più sfavorevole nei vari casi rispettivamente il carico accidentale residenziale, il carico della neve e il carico del vento. E alle due combinazioni sismiche diverse a seconda della direzione di provenienza del sisma. In tutte le analisi abbiamo ovviamente considerato anche il peso proprio DEAD.

11) COMBINAZIONE CARICHI

DEAD → per sapere peso proprio (x SISMA)

SLU

- q_A
+ STAVABRUIKLE

$$q_s (1,5) + q_p (1,5) + q_a (1,5) + \text{VENTO} (1,5) \cdot \psi_{02} + \text{NEVE} (1,5) \cdot \psi_{03}$$

↓ ↓
0,6 0,5

+ DEAD peso proprio

- VENTO
+ sfavorevole

$$q_s (1,3) + q_p (1,5) + \text{VENTO} (1,5) + q_a \psi_{02} + \text{NEVE} (1,5) \psi_{03}$$

↓ ↓
0,7 0,5

+ DEAD peso proprio

- NEVE
più sfavorevole

$$q_s (1,3) + q_p (1,5) + \text{NEVE} (1,5) + q_a \psi_{02} + \text{VENTO} (1,5) \psi_{03}$$

↓ ↓
0,7 0,6

+ DEAD peso proprio

SISMA

$$\text{SISMA} + q_s + q_p + q_a \psi_{21}$$

↓
0,3

+ DEAD peso proprio

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1
qs	Linear Static	1.3
qp	Linear Static	1.5
qa	Linear Static	1.5
vento	Linear Static	0.9
sottovento	Linear Static	0.9
neve	Linear Static	0.75
DEAD	Linear Static	1

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1
qs	Linear Static	1.3
qp	Linear Static	1.5
vento	Linear Static	1.5
sottovento	Linear Static	1.5
qa	Linear Static	1.05
neve	Linear Static	0.75
DEAD	Linear Static	1

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1
qs	Linear Static	1
qp	Linear Static	1
qa	Linear Static	0.3
F1x	Linear Static	1
F2x	Linear Static	1
F3x	Linear Static	1
F4x	Linear Static	1
DEAD	Linear Static	1

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
F4y	Linear Static	1.
qs	Linear Static	1.
qp	Linear Static	1.
qa	Linear Static	0.3
F1y	Linear Static	1.
F2y	Linear Static	1.
F3y	Linear Static	1.
F4y	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.

A questo punto siamo pronti per l'esportazione delle tabelle. Su excel abbiamo diviso per elementi strutturali (travi, pilastri e mensole) e per combinazioni di carico ed evidenziato in rosso i casi più sollecitati. Per mensole e travi abbiamo considerato solo il Momento maggiore per i pilastri, sottoposti a presso-flessione, abbiamo considerato sia N peggiore (che nella stessa combinazione di carico coincideva il più delle volte con M peggiore) che la combinazione peggiore di N+M.

Per quanto riguarda le **travi** abbiamo ottenuto i seguenti risultati:

	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_s (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{v,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)	
2															
3	5,00	0,38	2,96	2,00	39,67	6,00	178,52	32,00	0,80	1,45	17,66	20,00	55,08	60,00	
4	1,00	0,38	2,96	2,00	7,93	5,00	24,79	32,00	0,80	1,45	17,66	20,00	20,53	30,00	
7															
8	5,00	0,38	2,96	2,00	39,67	6,00	682,50	32,00	0,80	1,45	17,66	20,00	106,10	60,00	Non verificata
9							SISMAY								
10	5,00	0,38	2,96	2,00	39,67	6,00	170,00	32,00	0,80	1,45	17,66	20,00	53,75	60,00	verificata
11							SLU_QA								

Per il **legno** la sezione più sollecitata allo SLU è risultata verificata, mentre alla forza sismica X la trave risulta decisamente meno alta di quanto richiesto. Questo indica che probabilmente, piuttosto che adeguare la sezione, sarebbe più opportuno fare dei significativi cambiamenti di assetto strutturale o di materiale su tutto l'edificio.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1	interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{v,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	W_x (cm ³)		
2													
3	5,00	2,13	2,38	2,00	46,70	8,00	373,56	275,00	261,90	1426,32	1500,00		
4													
7	1,00	2,13	2,38	2,00	9,34	5,00	29,18	275,00	261,90	111,43	1500,00		secondaria
8													
9	5,00	2,13	2,38	2,00	46,70	8,00	1248,00	275,00	261,90	4765,09	1500,00		non verificata
12							SISMAY						
13	5,00	2,13	2,38	2,00	46,70	8,00	284,00	275,00	261,90	1084,36	1500,00		verificata
14							SLU_Qa						

Per l'**acciaio** valgono le stesse considerazioni fatte per il legno, in un caso la sezione risulta verificata nell'altro viene richiesto un Modulo di resistenza minimo pari al triplo di quello che presenta la sezione scelta.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	
1	interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	$f_{v,k}$ (N/mm ²)	f_{vd} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	
2																			
3	5,00	2,05	2,45	2,00	46,70	6,00	210,15	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	25,00	37,13	5,00	42,13	50,00	
4							50,76	6,00	228,43	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	25,00	38,72	5,00	43,72
5																			
6	1,00	2,05	2,45	2,00	9,34	5,00	29,19	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	20,00	15,47	5,00	20,47	30,00	
7							11,29	5,00	35,28	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	20,00	17,01	5,00	22,01
8																			
9																			
10																			
11																			
12																			
13																			
14																			
15																			
16																			

Anche nel caso dell'**CLS** la sezione risulta verificata allo SLU e non allo sforzo sismico. In questo caso l'H minima richiesta non è eccessivamente superiore a quella utilizzata, anche se è abbastanza per considerare anche qui dei cambiamenti più generali nella struttura.

Nota:

Il foglio excel utilizzato nella seconda esercitazione, per il CLS, verificava prima il valore dell'Hmin e successivamente considerava anche il peso proprio della trave (essendo questa in cls, materiale più pesante a confronto con acciaio e legno, questo va considerato). Modificando solo il valore del momento, esportato da SAP, la riga relativa a quel calcolo non è cambiata poichè non legata direttamente a quel valore sul foglio di calcolo, ciò non vuol dire che sia effettivamente verificata

.Per quanto riguarda le **mensole** abbiamo ottenuto i seguenti risultati:

	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
1	q_d (kN/mq)	q_l (kN/mq)	q_s (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{s,sk}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_{cd}	b (cm)	h_{tot} (cm)	H (cm)	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	q_e (kN/m)	V_{max} (cm)	I/V_{max}	
2																		
3	2,96	2,00	39,67	2	79,34	32	0,6	1,50	12,80	20	43,12	60	8000	360000	22	0,15	1327,19	SI
4																		
8																		
9	2,96	2,00	39,67	2	197	32	0,6	1,50	12,80	20	67,95	60	8000	360000	22	0,15	1327,19	SI
10					CARICHI QA								NON VERIFICATA					

La mensola in **legno** non risulta verificata, ma di pochi centimetri, in questo caso si potrebbe diminuire leggermente lo sbalzo o aumentare la sezione.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
1	interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_e (kN/mq)	q_s (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{t,sk}$ (N/mm ²)	$f_{t,cd}$ (N/mm ²)	W_{tot} (cm ³)	I_x (cm ⁴)	peso (kN/m)	q_e (kN/m)	E (N/mm ²)	V_{max} (cm)	I/V_{max}	
2																	
3	5	2,13	2,38	2,00	46,695	2	93,39	275	261,90	356,58	33,740	0,76	28,31	210000	0,080	2502,791	SI
4																	
8																	
9	5	2,13	2,38	2,00	46,695	2	163	275	261,90	622,36	33,740	0,76	28,31	210000	0,080	2502,791	SI
10							SLU qa										

Per l'**acciaio** il valore minimo del modulo di resistenza W_x richiesto è pari a 622,36 cm³ assai minore di 1500 cm³ della trave IPE450 scelta. Per il dimensionamento degli sbalzi avevamo scelto la stessa trave delle principali, si potrebbe considerare una trave più piccola.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1	interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_e (kN/mq)	q_s (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{t,sk}$ (N/mm ²)	$f_{t,cd}$ (N/mm ²)	$f_{s,sk}$ (N/mm ²)	$f_{s,cd}$ (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_c (cm)	δ (cm)	H_{tot} (cm)	H (cm)
2																		
3	5	2,05	2,45	2,00	46,70	2	93,40	450	391,30	50	28,33	0,52	2,16	25	24,76	5	29,76	50
4					50,76	2,00	101,53	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	25,00	25,81	5,00	30,81	verificata
5																		
6	5	2,05	2,45	2,00	46,70	2	212,00	450	391,30	50	28,33	0,52	2,16	25	37,30	5	42,30	50
7					50,76	2,00	101,53	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	25,00	25,81	5,00	30,81	verificata

Anche la mensola in **cemento armato** risulta verificata.

Nota:

In tutti e tre i casi il foglio excel utilizzato calcolava anche l'abbassamento v_{max} , questo non è legato analiticamente al momento, ma dipende dalle condizioni di carico. Quindi risulta erroneamente inalterato sul file.

.Per quanto riguarda i **pilastr**i il calcolo da fare era più complesso in quanto essi sono sottoposti non solamente a flessione ma a presso-flessione. Abbiamo considerato quindi la condizione con lo sforzo normale più sfavorevole e con la combinazione di sforzo normale+momento flettente più sfavorevole.

verifica presso-flessione															
N	A	σ_c	M	W	σ_f	k_{mod}	$f_{c0,k}$	γ_m	f_{cd}	k_{mod}	$ff_{0,k}$	γ_m	ff_d	verifica	
kN	cm ²		KN*cm	cm ³			Mpa				Mpa				
qa_sfavorevole (N più sfavorevole in assoluto)															
1380,00	1000,00	13,80	0,00120	8333,33	0,000144	0,80	21,00	1,45	11,59	1	24,0	1,45	13,24	FALSO	1,1910823
SismaX (combinazione N+M più sfavorevole)															
770,00	1000,00	7,70	593,00	8000,00	74,125000	0,80	21,00	1,45	11,59	1	24,0	1,45	13,24	FALSO	6,2625651

Nel caso del legno dovevamo verificare che

$$\sigma_c/f_{cd} + \sigma_t/f_{td} \leq 1$$

dove:

$$\sigma_c = N/A$$

$$\sigma_t = M/W$$

$$W = (b \cdot x \cdot h^2) / 6$$

Le due sezioni più sollecitate analizzate risultano non verificate, nel caso dello SLU la verifica è mancata di poco, si potrebbe considerare quindi di aumentare la sezione. Nel caso del sisma invece sarebbe opportuno, anche qui, apportare dei cambiamenti più cospicui.

verifica presso-flessione									
N	A		M	W		fd		verifica	
kN	m ²		KN*m	m ³		KN/M ²			
qa_sfavorevole (N più sfavorevole in assoluto)									
1724,00	0,10		0,00300	0,01		261900,00		VERO	17240,36
SismaX (combinazione N+M più sfavorevole)									
974,00	0,10		1203,00	0,01		261900,00		VERO	154100,00

Per l'**acciaio** i pilastri invece sono risultati entrambi verificati.

Abbiamo utilizzato la formula

$$\sigma = N/A + M/W < f_d$$

VERIFICA PRESSO-FLESSIONE								
M	N	e		H		e < (h/6)	(h/6) < e < (h/2)	(h/2) < e
kn*m	Kn	m		m		-	-	-
0,000077	1563,00	0,00		0,40		VERO	FALSO	FALSO
SISMAY								
1294,00	900,00	1,44		0,40		FALSO	FALSO	VERO
SISMAX								
SISMA Y e < (h/6)								
M	N	A	W		fd		verifica	
kn*m	Kn	m ²	m ³		kn/m ²			
0,000077	1563,00	0,16	0,010667		28300,00		VERO	9768,76

VERIFICA PILASTRO SISMA X e > H/2 quindi verifico solo a flessione																	
5,00	2,05	2,45	2,00	46,70	3,50	1294,00	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	40,00	72,85	5,00	77,85	40,00
				51,90	3,50	79,47	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	40,00	18,05	5,00	23,05	verificata

Per quanto riguarda il **CLS**, i calcoli si fanno leggermente più complessi a causa dell'eccentricità (e) ossia il rapporto tra M e N. Dividiamo in 3 casi separati a seconda del valore dell'eccentricità.

Caso 1 se e < H/6

Caso 2 se H/6 < e < H/2

Caso 3 se e > H/2

dove H è l'altezza della sezione

Nel caso 1, la sezione viene considerata totalmente compressa, eseguiamo i calcoli con la seguente formula:

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

Nel caso 2, la sezione si considera compressa ma con andamento variabile, si utilizza quindi la seguente formula applicando l'ipotesi della distribuzione triangolare:

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3ub}$$

dove

$$u = h/2 - e$$

b = base della sezione

Nel caso 3, il momento flettente è assai maggiore dello sforzo normale quindi si considera solamente la flessione e si può quindi dimensionare solo a flessione.

Nel nostro caso specifico, le sezioni analizzate appartenevano una al caso 1 e l'altra al caso 3. Per quanto riguarda quella del caso 1, relativa ossia alla combinazione sisma Y, risulta verificata. Mentre per il caso 3, relativo alla combinazione sisma X, risulta non verificata, e anche in questo caso sarebbe opportuno una riconfigurazione generale della struttura perchè risulta di gran lunga non verificata.

In linea di massima abbiamo potuto notare alcune analogie tra le strutture, in nessuna di esse si è verificato come combinazione più sfavorevole quelle allo SLU con il vento o la neve considerati come carichi più critici. I valori più alti si sono quasi sempre verificati nelle combinazioni sismiche.