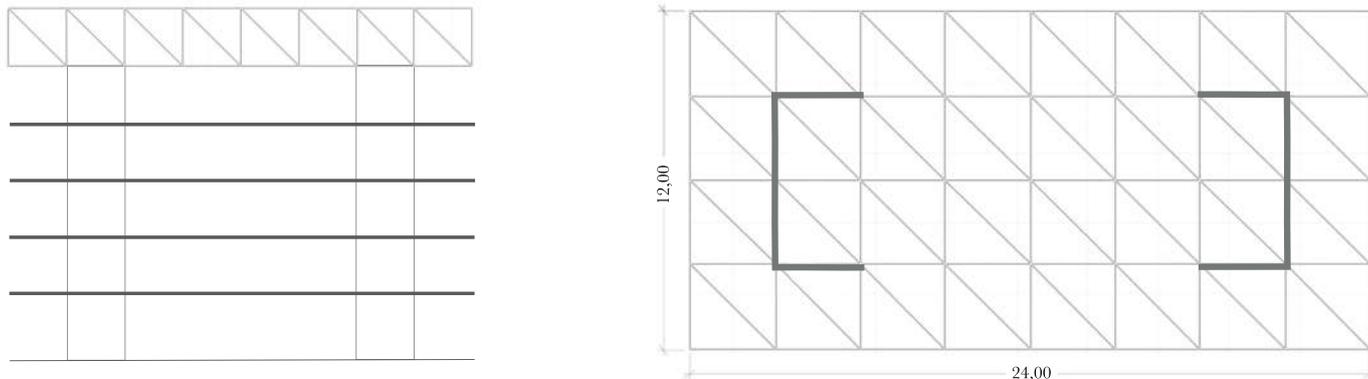


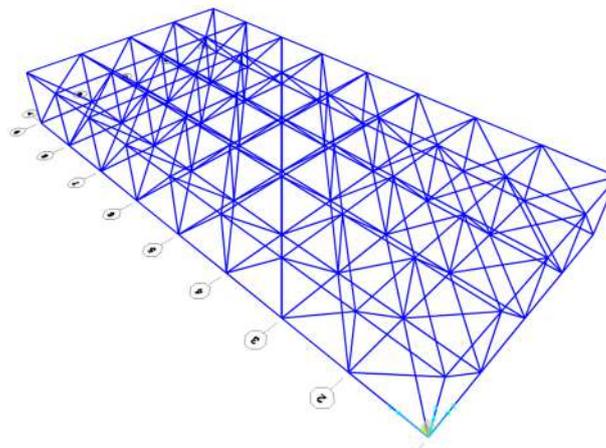
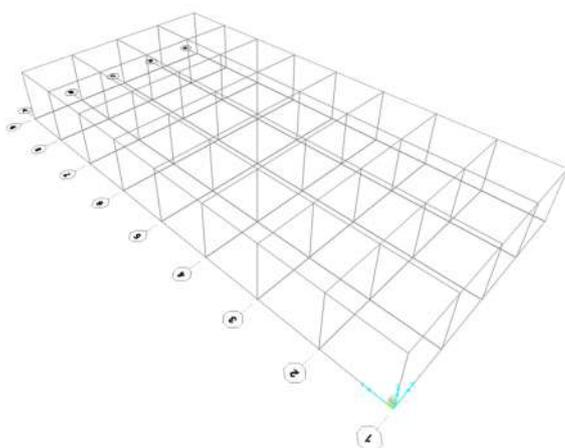
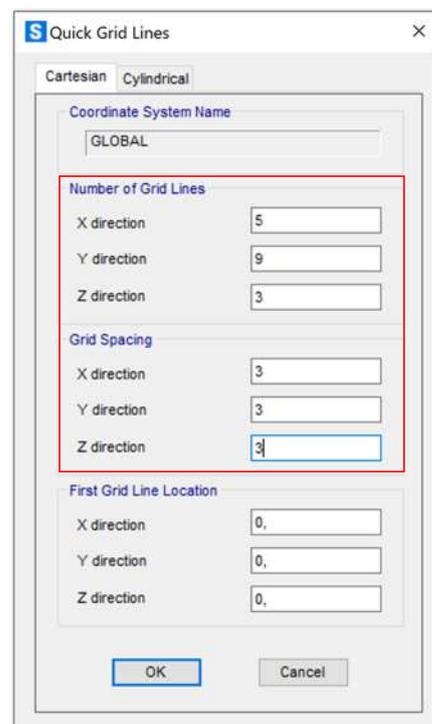
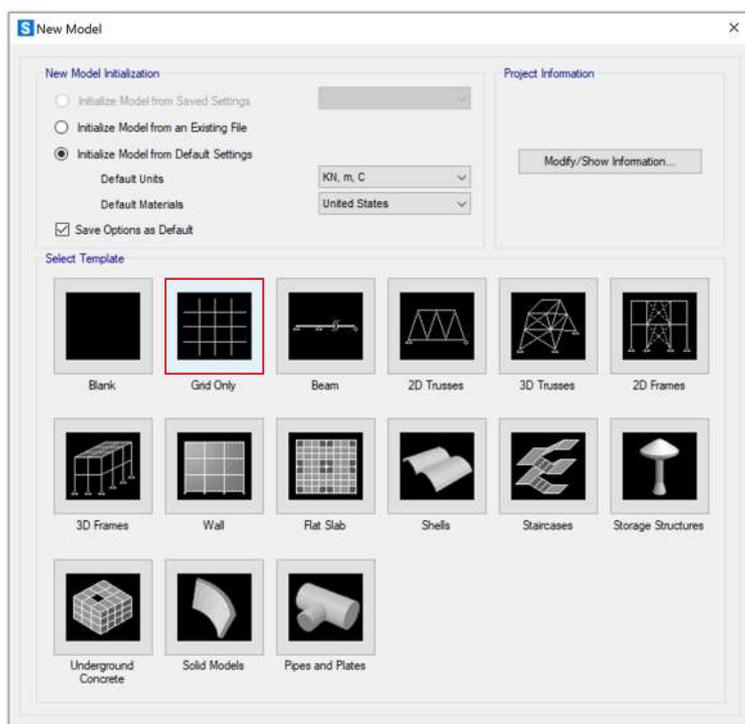
Esercitazione 1 - Progetto di una travatura reticolare spaziale

Chiara Crisciotti, Vittoria Latour, Agnese Zampilli

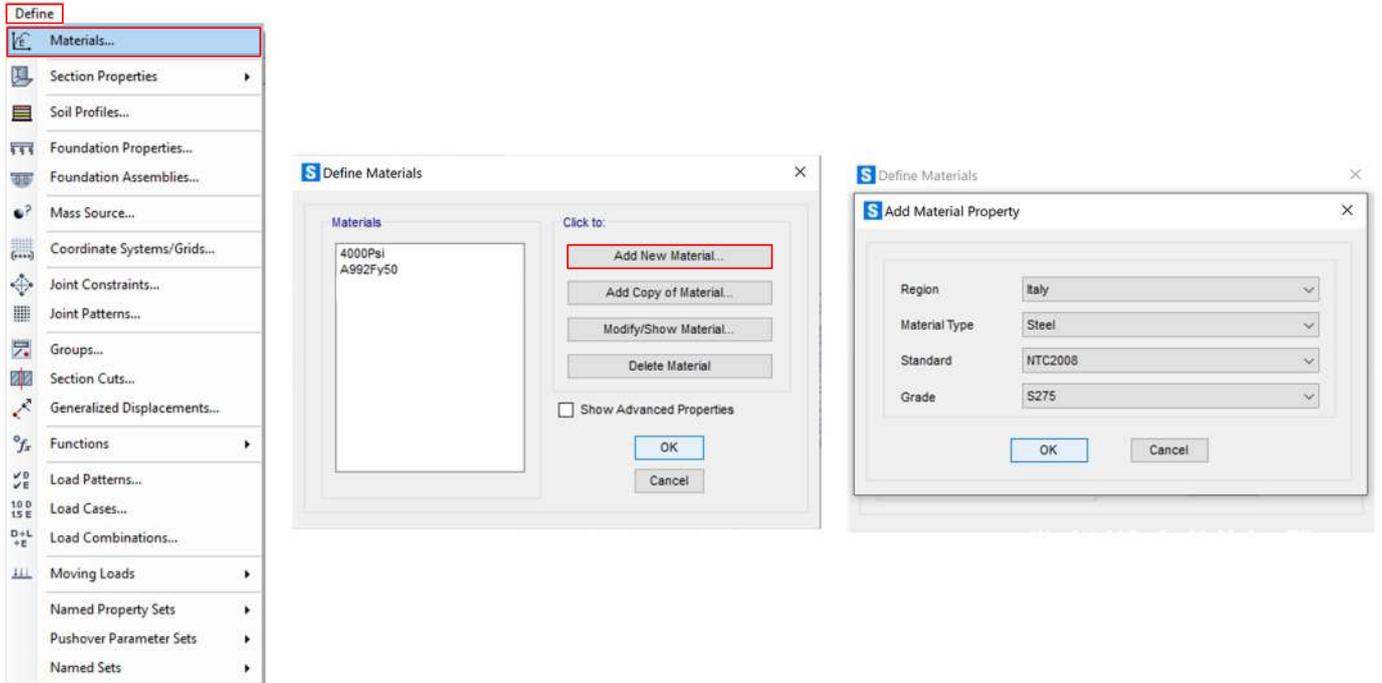
L'obiettivo dell'esercitazione è il disegno e il dimensionamento di una travatura reticolare spaziale, composta quindi da aste rettilinee doppiamente incernierate lungo le quali si genera puro sforzo assiale. Ai fini dell'esercitazione si è ipotizzato un edificio con una copertura reticolare alla quale sono stati appesi quattro piani sottostanti. La copertura, di dimensioni 24,00 m x 12,00 m x 3,00 m, è appoggiata su due vani scala costituiti da setti murari in calcestruzzo armato.



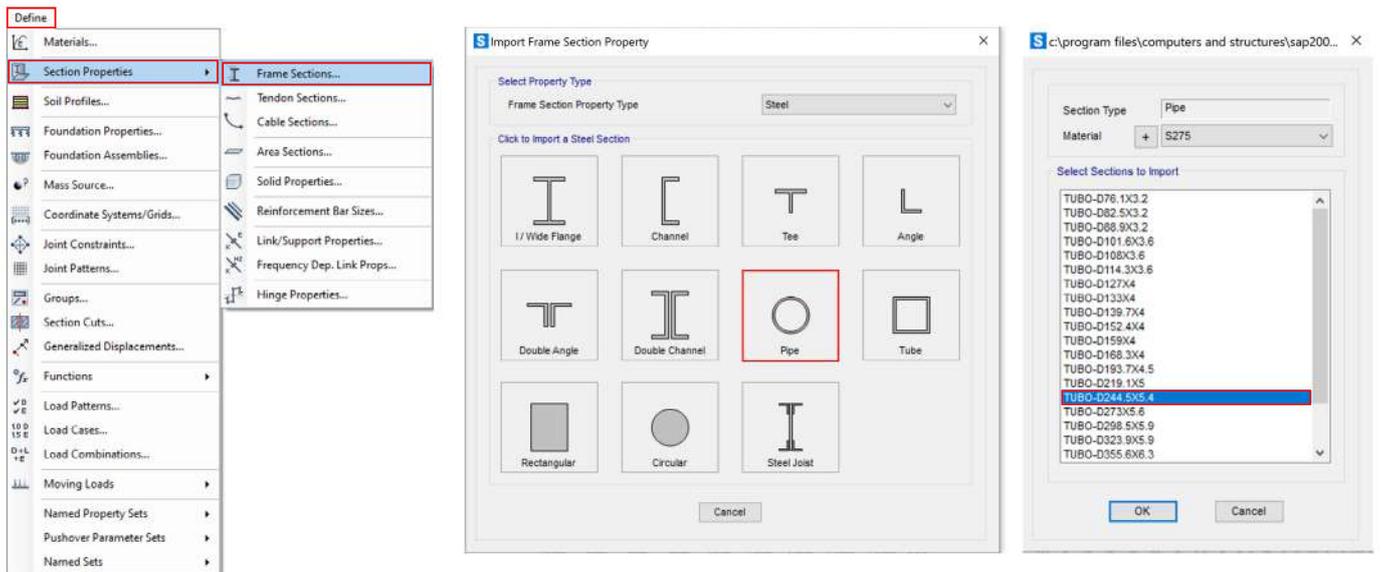
Dopo aver aperto un nuovo file su SAP2000, abbiamo impostato una griglia di interesse 3x3x3: dopo aver disegnato il primo modulo lo abbiamo ripetuto 9 volte in direzione X e 18 volte in direzione Y.



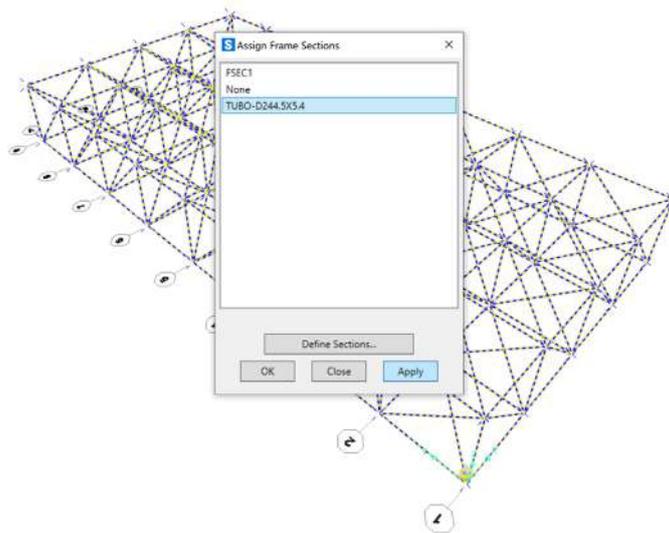
Andiamo a definire il materiale che useremo per i profili delle aste, nel nostro caso l'acciaio S275.



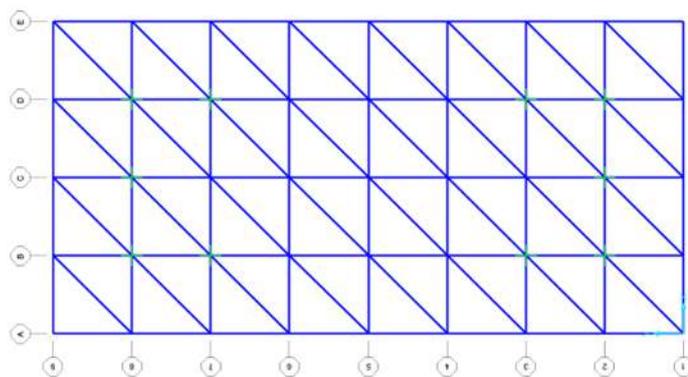
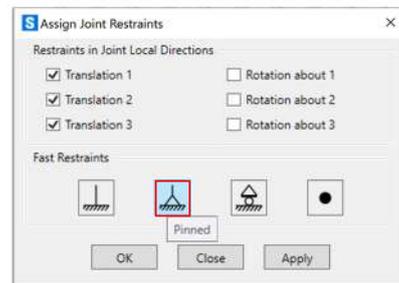
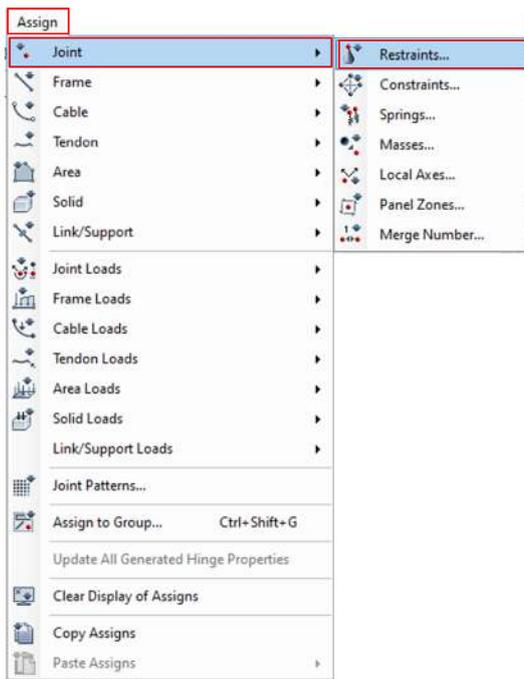
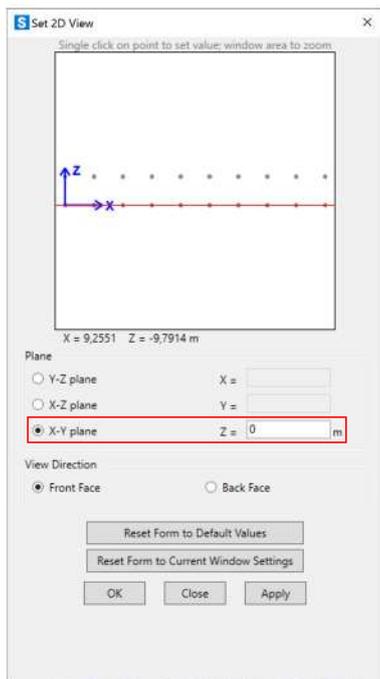
Siamo andate quindi a definire la sezione impostando un tubo in acciaio a sezione circolare: scegliamo un tubo qualsiasi che andremo poi a modificare dopo aver calcolato il valore degli sforzi sulle varie aste e aver correttamente dimensionato le sezioni.



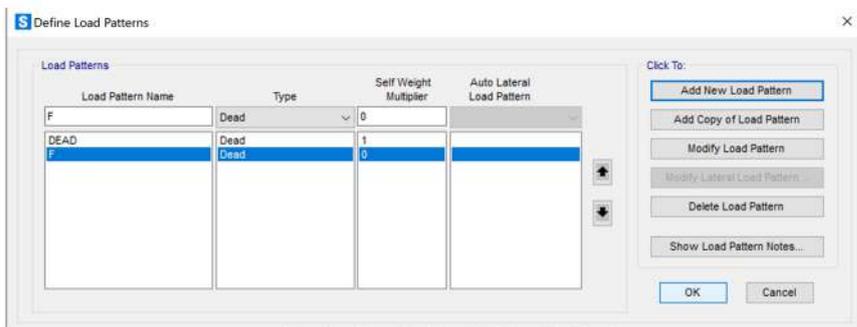
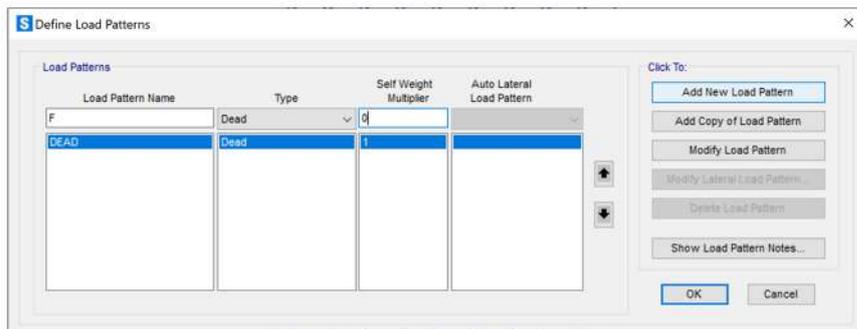
Dopo aver definito la sezione selezioniamo l'intera struttura e assegniamo a tutte le aste la sezione circolare scelta.



Andiamo quindi ad impostare una vista 2D con $Z=0$ per assegnare i nodi cerniera in corrispondenza degli appoggi della struttura.



Definiamo adesso i carichi: innanzitutto eliminiamo il peso proprio (DEAD) della struttura (Self Weight Multiplier = 1) che andremo ad inserire successivamente ed aggiungiamo un nuovo tipo di carico (F con Self Weight Multiplier = 0) che sarà il carico direzionato sui nodi.



Andiamo dunque a calcolare l'intensità delle forze agenti sui nodi.

Innanzitutto abbiamo calcolato le azioni agenti sulla struttura distinguendole in base alla loro intensità nel tempo.

Permanenti strutturali (G₁)		
Soletta in calcestruzzo armato (s=40 mm)	25,00 x 0,04 =	1,00 kNm ⁻²
Tavelloni in laterizio (s=60 mm)	6,00 x 0,06 =	0,36 kNm ⁻²
Calcestruzzo tra i tavelloni		0,11 kNm ⁻²
IPE 160	0,158 kNm ⁻¹ / 0,80 m =	0,20 kNm ⁻²
Totale G₁		1,70 kNm⁻²
Permanenti non strutturali (G₂)		
Pavimentazione in grés (s=20 mm)	40,00 x 0,02 =	0,80 kNm ⁻²
Massetto (s=50 mm)	18,00 x 0,05 =	0,9 kNm ⁻²
Isolante termico	0,50 x 0,04 =	0,02 kNm ⁻²
Controsoffitto		0,20 kNm ⁻²
Impianti		0,50 kNm ⁻²
Tramezzi		1,00 kNm ⁻²
Totale G₂		3,40 kNm⁻²
Carichi variabili (Q₁)		
Cat. B1 - Uffici non aperti al pubblico		2,00 kNm⁻²

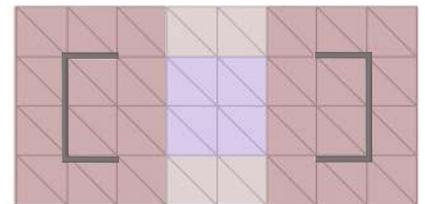
Si è poi tenuta in considerazione la combinazione fondamentale di carico usata per le verifiche allo stato limite ultimo con coefficienti parziali di sicurezza sfavorevoli.

Il peso totale risulta quindi: $q_u = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q2} \times Q_1 = 1,3 \times 1,70 + 1,5 \times 3,40 + 1,5 \times 2,00 = 10,30 \text{ kNm}^{-2}$

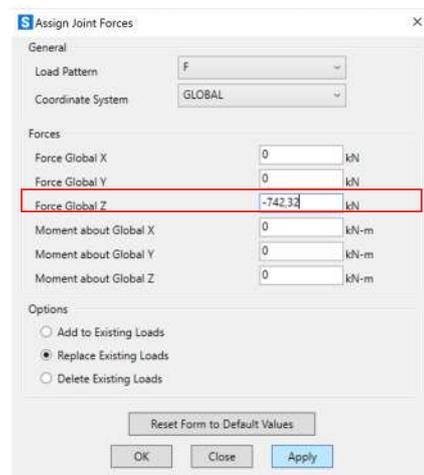
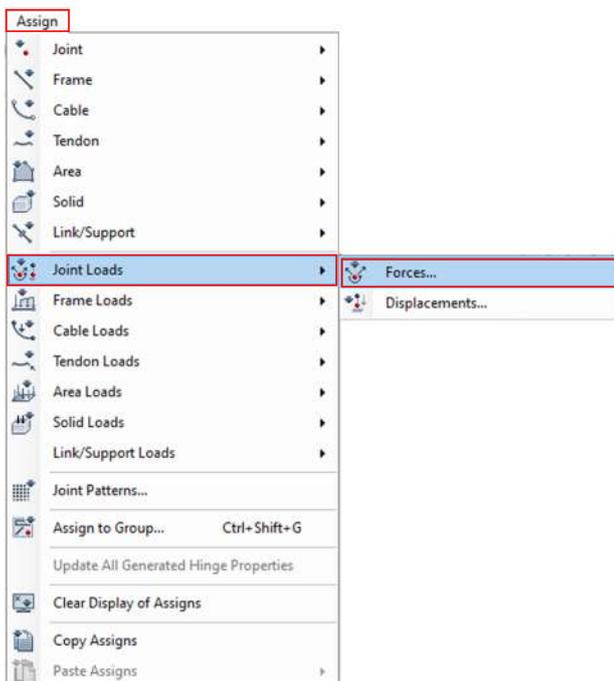
Andiamo a calcolare il carico ripartito su ogni nodo in base alla sua area di influenza e alla sua posizione in pianta.

I carichi saranno dunque così ripartiti:

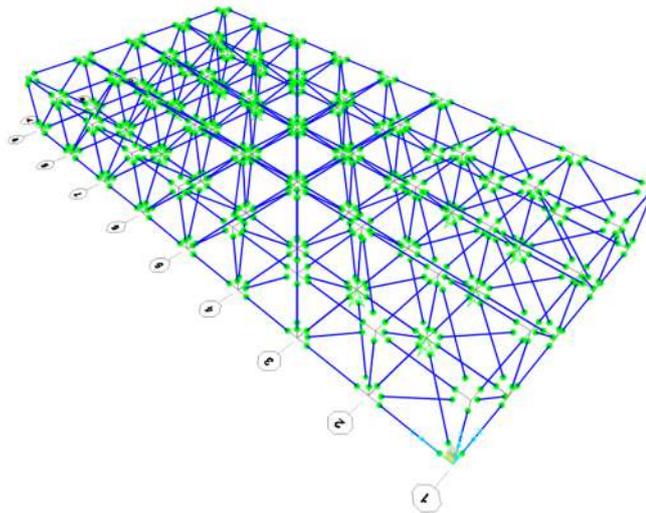
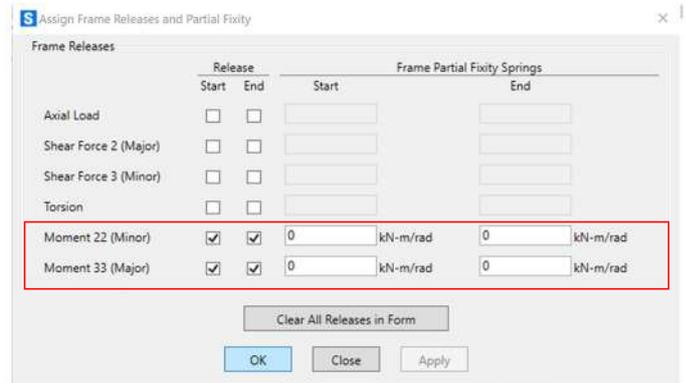
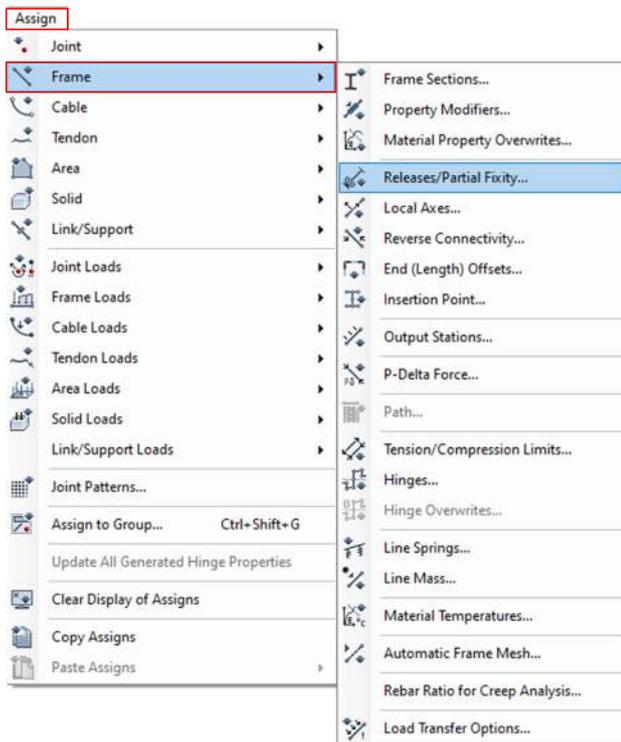
- $10,3 \text{ kNm}^{-2} \times 36 \text{ m}^2 \times 4 \text{ piani} = 1484,6 \text{ kN}$ agenti sul nodo centrale
- $10,3 \text{ kNm}^{-2} \times 108 \text{ m}^2 \times 4 \text{ piani} = 4453,9 \text{ kN}$ agenti su ogni corpo scala quindi $890,8 \text{ kN}$ agenti su ogni nodo dei setti
- $10,3 \text{ kNm}^{-2} \times 18 \text{ m}^2 \times 4 \text{ piani} = 742,3 \text{ kN}$ agenti sui nodi laterali



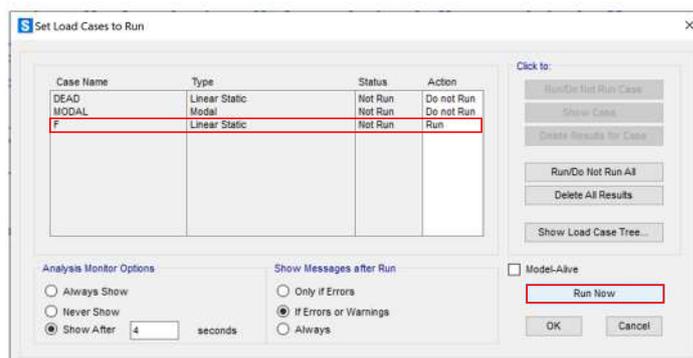
Andiamo quindi ad assegnare la forza agente in direzione Z su ogni pilastro.

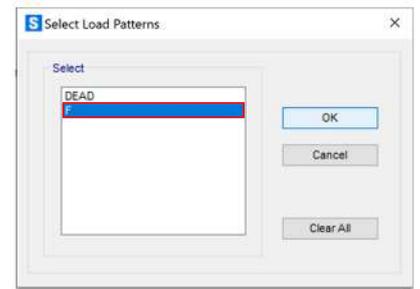
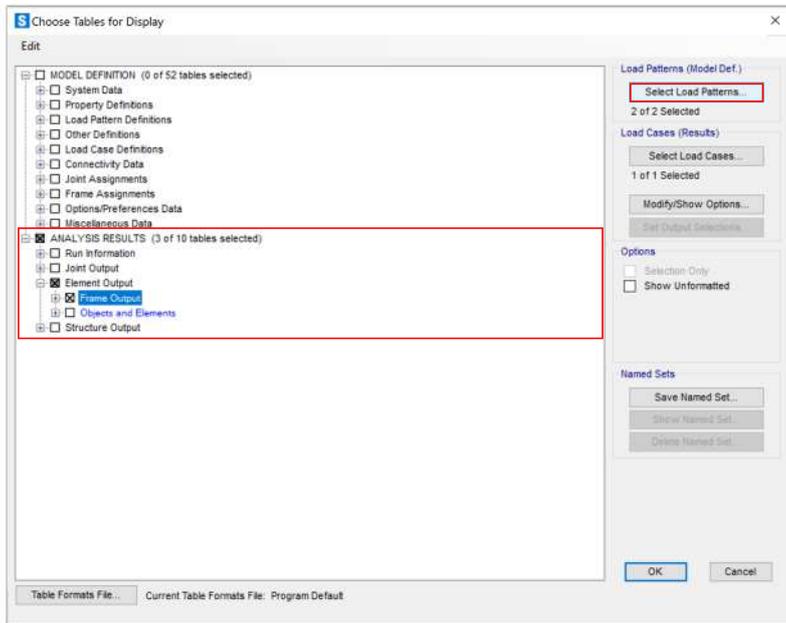


Assegniamo le cerniere interne impostando il rilascio dei momenti all'inizio e alla fine di ogni asta, sia sul piano XZ (Moment 3-3) che sul piano YZ (Moment 2-2).

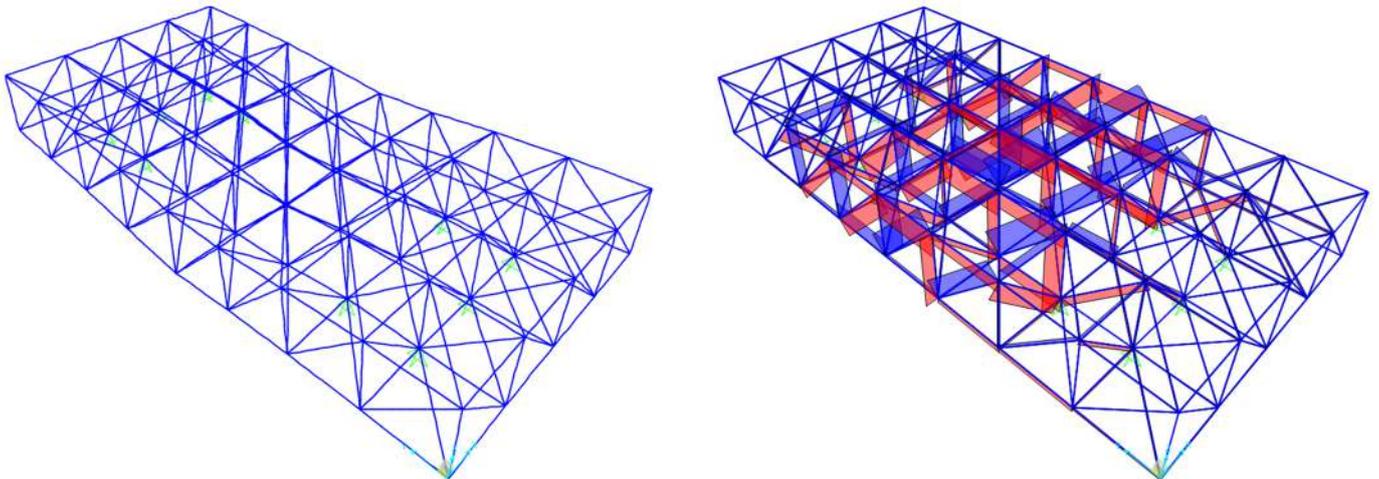


Facciamo quindi partire l'analisi delle sollecitazioni agenti sulla struttura considerando solamente i carichi puntiformi agenti ed ignorando il peso proprio della struttura.





Otteniamo quindi la conformazione deformata della struttura e le tabelle contenenti gli sforzi di trazione o compressione agenti su ogni asta della reticolare.



Andiamo a individuare, tramite le tabelle, le aste maggiormente sollecitate a trazione e a compressione.

TABLE: Element Forces-Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation	
155	3 F	LinStatic	-647,664	0	0	0	0	0	0	165-1	3	
153	3 F	LinStatic	-550,173	0	0	0	0	0	0	153-1	3	
155	3 F	LinStatic	-532,702	0	0	0	0	0	0	155-1	3	
183	3 F	LinStatic	-518,87	0	0	0	0	0	0	183-1	3	
174	3 F	LinStatic	-518,502	0	0	0	0	0	0	174-1	3	
95	3 F	LinStatic	-512,5	0	0	0	0	0	0	95-1	3	
76	3 F	LinStatic	-496,149	0	0	0	0	0	0	76-1	3	
126	3 F	LinStatic	-389,613	0	0	0	0	0	0	126-1	3	
117	3 F	LinStatic	-363,155	0	0	0	0	0	0	117-1	3	
115	3 F	LinStatic	-348,027	0	0	0	0	0	0	115-1	3	
136	3 F	LinStatic	-310,11	0	0	0	0	0	0	136-1	3	
134	3 F	LinStatic	-296,972	0	0	0	0	0	0	134-1	3	
144	3 F	LinStatic	-295,476	0	0	0	0	0	0	144-1	3	
116	3 F	LinStatic	-288,741	0	0	0	0	0	0	116-1	3	
214	3 F	LinStatic	-287,203	0	0	0	0	0	0	214-1	3	
255	3 F	LinStatic	-264,501	0	0	0	0	0	0	255-1	3	
135	3 F	LinStatic	-259,948	0	0	0	0	0	0	135-1	3	
112	3 F	LinStatic	-253,115	0	0	0	0	0	0	112-1	3	
113	3 F	LinStatic	-241,717	0	0	0	0	0	0	113-1	3	
195	3 F	LinStatic	-230,628	0	0	0	0	0	0	195-1	3	
125	3 F	LinStatic	-225,97	0	0	0	0	0	0	125-1	3	
236	3 F	LinStatic	-224,588	0	0	0	0	0	0	236-1	3	
223	3 F	LinStatic	-223,155	0	0	0	0	0	0	223-1	3	
266	3 F	LinStatic	-218,191	0	0	0	0	0	0	266-1	3	
143	3 F	LinStatic	-214,287	0	0	0	0	0	0	143-1	3	
104	3 F	LinStatic	-213,506	0	0	0	0	0	0	104-1	3	
205	3 F	LinStatic	-208,483	0	0	0	0	0	0	205-1	3	
127	3 F	LinStatic	-202,528	0	0	0	0	0	0	127-1	3	

Andiamo quindi a dimensionare le aste soggette a trazione: calcoliamo l'area minima del profilo facendo il rapporto tra lo sforzo normale agente sull'asta e la resistenza di calcolo dell'acciaio S275. Dopo aver scelto il profilario di riferimento cerchiamo un profilo che abbia un'area leggermente maggiore dell'area minima calcolata. Per comodità abbiamo suddiviso le aste tese in 6 gruppi in base alla sollecitazione agente.

Calcolo dell'area minima da sforzo normale di trazione						
N	f _{yk}	γ _m	f _d	A _{min}	A _{design}	Profili
kN	Mpa		Mpa	cm ²	cm ²	mm
5,295	275,00	1,05	261,90	0,20	2,54	33,7 x 2,6
18,425	275,00	1,05	261,90	0,70	2,54	33,7 x 2,6
47,293	275,00	1,05	261,90	1,81	2,54	33,7 x 2,6
83,809	275,00	1,05	261,90	3,20	3,25	42,4 x 2,6
232,358	275,00	1,05	261,90	8,87	9,65	88,9 x 3,6
673,198	275,00	1,05	261,90	25,70	25,70	168,3 x 5

Dimensioniamo ora le aste soggette a compressione allo stesso modo di quelle a trazione. Dobbiamo però verificare che le aste non subiscano fenomeni di instabilità a carico di punta. Andiamo quindi a calcolare il raggio di inerzia minimo della sezione e la snellezza critica della sezione, ovvero la snellezza limite superata la quale l'asta va in instabilità.

$$\lambda = \pi \sqrt{(E / f_{yd})}$$

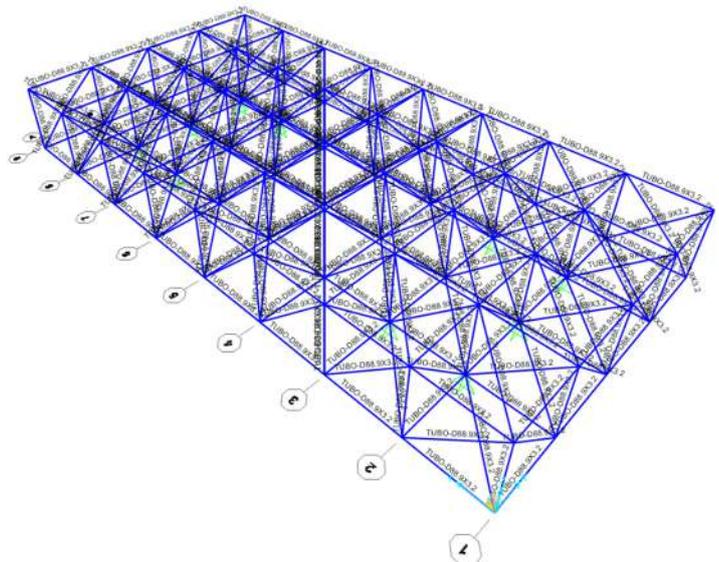
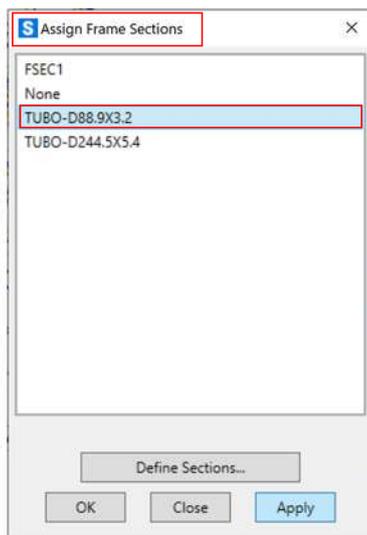
$$\rho_{\min} = \beta * l / \lambda$$

$$I_{\min} = A_{\min} * (\rho_{\min})^2$$

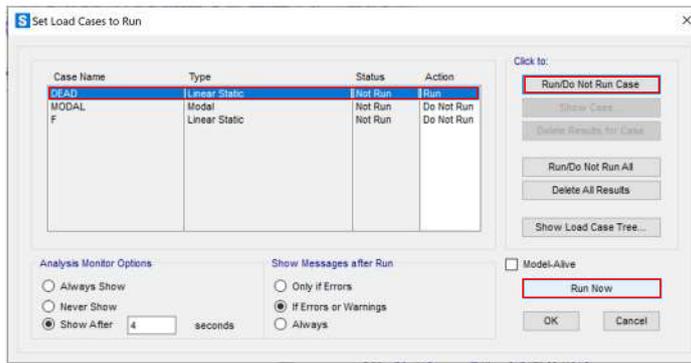
Andiamo quindi a cercare sul profilario una sezione che abbia non solo area leggermente superiore a quella minima ma anche un raggio di inerzia maggiore di quello minimo calcolato. Come per le aste tese abbiamo individuato 6 profili differenti per le aste compresse.

Calcolo dell'area minima da sforzo di compressione (resistenza materiale)					Calcolo dell'inerzia minima per sforzo di compressione (instabilità euleriana)						Ingegnierizzazione sezione e verifica snellezza per una membratura principale (< 200)				
N	f _{yk}	γ _{m0}	f _{yd}	A _{min}	E	beta	l	Lam*	rho_min	I_min	A _{design}	I _{design}	rho_min	lam	Profili
kN	N/mm ²		N/mm ²	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴	cm ²	cm ⁴	cm		mm
-601,53	275,00	1,05	261,90	22,97	#####	1,00	4,24	88,96	4,77	522	23,2	777	5,79	73,28	168,3 x 4,5
-80,19	275,00	1,05	261,90	3,06	#####	1,00	4,24	88,96	4,77	70	8,6	79	3,03	140,02	88,9 x 3,2
-16,56	275,00	1,05	261,90	0,63	#####	1,00	4,24	88,96	4,77	14	5,2	22	2,03	209,00	6,03 x 2,9
-647,66	275,00	1,05	261,90	24,73	#####	1,00	3,00	88,96	3,37	281	25,7	856	5,78	51,90	168,3 x 5,0
-202,53	275,00	1,05	261,90	7,73	#####	1,00	3,00	88,96	3,37	88	10,7	96	3,00	100,00	88,9 x 4,0
-28,76	275,00	1,05	261,90	1,10	#####	1,00	3,00	88,96	3,37	12	5,2	22	2,03	147,78	60,3 x 2,9

Andiamo ad assegnare su SAP alle aste le sezioni correttamente dimensionate: per comodità assegniamo a tutte le aste una sezione tubolare che ha come area una media delle sezioni dimensionate con gli sforzi ottenuti dall'analisi del modello.



A questo punto calcoliamo il peso proprio della struttura: su SAP facciamo un'analisi con il solo carico DEAD che ha come Self Weight Multiplier 1 e si comporta dunque come carico uniformemente distribuito.



Tramite i valori delle reazioni vincolari in corrispondenza delle cerniere esterne riusciamo ad ottenere un valore molto vicino a quello reale del peso proprio. Esportando la tabella delle reazioni vincolari e sommando i valori di quelle verticali otteniamo quindi il peso proprio della struttura.

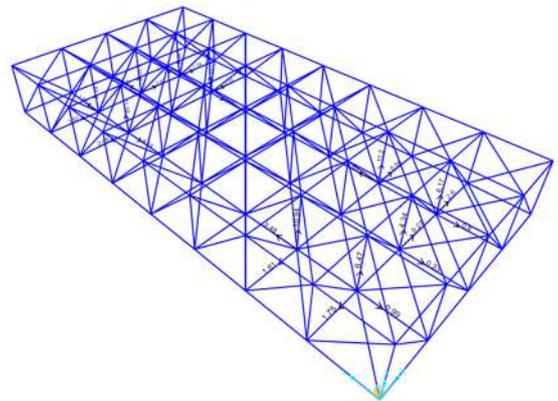
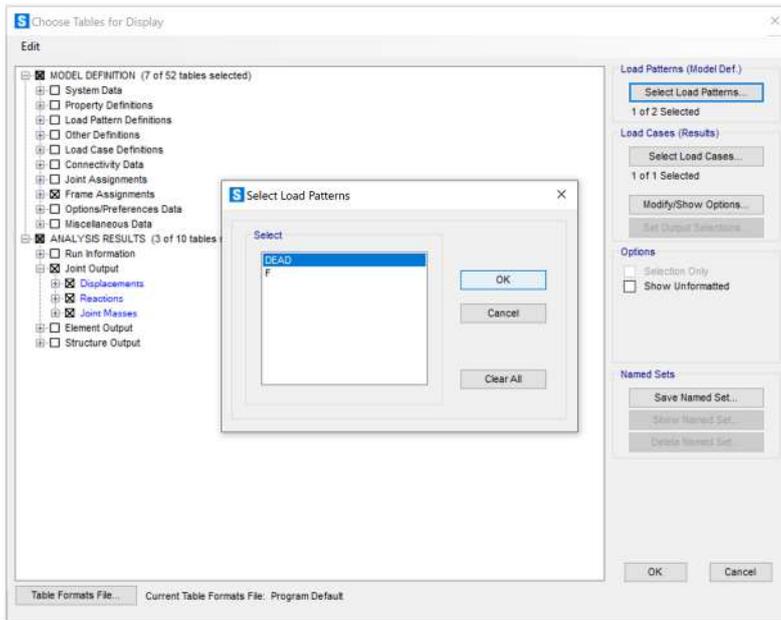
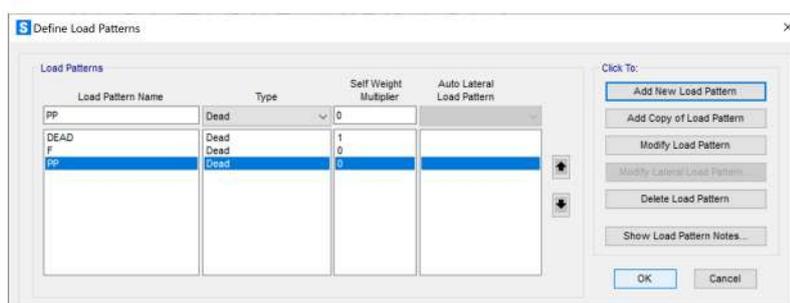
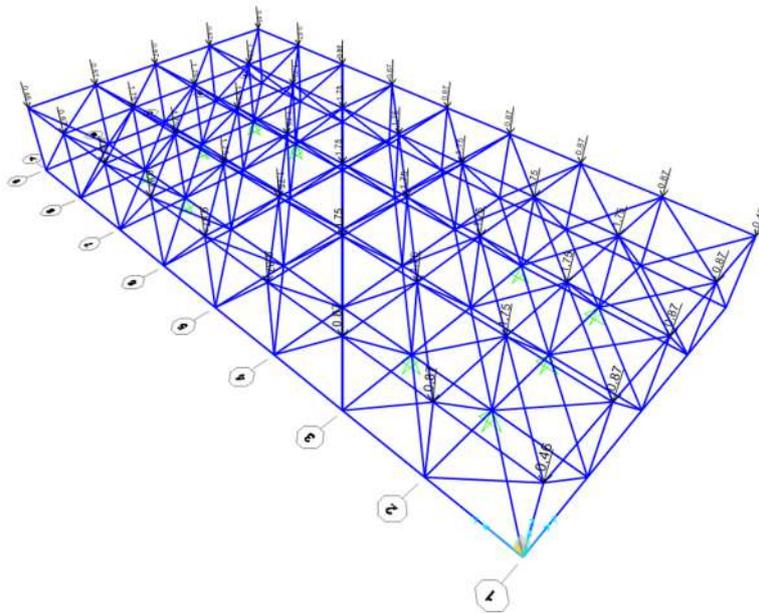


TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3	
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
8	DEAD	LinStatic	-1,751	-0,99	6,473	0	0	0	
16	DEAD	LinStatic	0,266	-0,235	4,342	0	0	0	
20	DEAD	LinStatic	2,597	-0,805	6,166	0	0	0	
28	DEAD	LinStatic	-1,811	3,475	10,937	0	0	0	
32	DEAD	LinStatic	0,561	2,647	11,199	0	0	0	
68	DEAD	LinStatic	-2,05	-4,139	11,576	0	0	0	
72	DEAD	LinStatic	2,155	-3,58	11,614	0	0	0	
78	DEAD	LinStatic	-1,824	1,977	5,972	0	0	0	
80	DEAD	LinStatic	0,47	0,118	4,329	0	0	0	
82	DEAD	LinStatic	1,386	1,532	5,978	0	0	0	
									78,586

Con il valore ottenuto andiamo a definire un nuovo caso di carico, PP, con moltiplicatore 0 perchè andremo ad assegnarlo come carico concentrato. Andiamo ad applicare i carichi sui nodi: dopo aver diviso il valore totale del peso proprio per il numero di nodi applichiamo questo carico ai nodi centrali, ai nodi laterali la metà del carico applicato ai nodi centrali e agli angolari 1/4 del carico applicato ai nodi centrali.





Creiamo una nuova combinazione di carico data dalla somma del peso proprio della struttura e il carico allo SLU: facendo partire l'analisi ed esportando le tabelle delle sollecitazioni con questa combinazione di carico dovremmo avere un risultato non molto differente da quello ottenuto con il solo carico allo SLU poiché l'influenza del peso proprio sulle strutture in acciaio non è particolarmente rilevante.

Di contro, però, le strutture in acciaio sono caratterizzate da elevata deformabilità sottoposte a carichi ed è quindi necessario effettuare verifiche di deformabilità in condizioni di esercizio.

Calcoliamo quindi la combinazione fondamentale di carico allo SLE che ha coefficienti di sicurezza più bassi rispetto allo SLU:

$$q_c = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q2} \times Q_1 = 1,00 \times 1,70 + 0,7 \times 3,40 + 0,7 \times 2,00 = 5,50 \text{ kNm}^2$$

Il carico totale allo SLE risulta quindi: $5,50 \text{ kNm}^2 \times 288 \text{ m}^2 \times 4 \text{ piani} = 6336 \text{ kN}$

Come abbiamo fatto in precedenza assegniamo il carico allo SLE ai nodi e facciamo un'analisi delle sollecitazioni agenti sulla struttura nel caso di una combinazione di carico PP+ q_c .

Esportiamo quindi la tabella che mostra lo spostamento dei nodi rispetto alla posizione iniziale: per normativa gli spostamenti verticali per le coperture devono essere inferiori a $L/200$ dove L è la luce maggiore tra l'appoggio e il nodo.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
50	COMB2	Combination	0,000565	-0,001997	-0,029726	0	0	0
2	COMB2	Combination	-0,000035	0,001705	-0,006702	0	0	0
31	COMB2	Combination	-0,000574	0,002324	-0,006197	0	0	0
27	COMB2	Combination	-0,003049	0,002731	-0,005709	0	0	0
69	COMB2	Combination	0,000613	-0,003393	-0,005538	0	0	0
18	COMB2	Combination	-0,000781	-0,000266	-0,005499	0	0	0
6	COMB2	Combination	0,000367	-0,000096	-0,005255	0	0	0
91	COMB2	Combination	0,000224	-0,003024	-0,00493	0	0	0
87	COMB2	Combination	-0,000714	-0,002346	-0,004924	0	0	0
68	COMB2	Combination	0,000864	-0,001289	-0,00484	0	0	0
92	COMB2	Combination	0,000067	-0,000984	-0,004535	0	0	0
17	COMB2	Combination	0,002167	-0,000369	-0,004402	0	0	0
14	COMB2	Combination	-0,000133	0,000035	-0,004339	0	0	0
89	COMB2	Combination	-0,000253	-0,002573	-0,004136	0	0	0
90	COMB2	Combination	0,000539	-0,00115	-0,003867	0	0	0
5	COMB2	Combination	0,000809	0,000349	-0,003718	0	0	0
13	COMB2	Combination	0,001465	0,000802	-0,003058	0	0	0
81	COMB2	Combination	0,000889	-0,003031	-0,002881	0	0	0
71	COMB2	Combination	0,002645	-0,004034	-0,00284	0	0	0
67	COMB2	Combination	0,000342	-0,003113	-0,002133	0	0	0
77	COMB2	Combination	-0,001593	-0,001997	-0,001496	0	0	0
19	COMB2	Combination	0,00127	0,000668	-0,001233	0	0	0
79	COMB2	Combination	-0,000475	-0,002302	-0,001155	0	0	0
15	COMB2	Combination	-0,000268	0,002283	-0,000989	0	0	0
8	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
16	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
20	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
28	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
32	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
68	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
72	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0
78	COMB2	Combination	0	0	0	0	0	0

Verifichiamo che $0,0297 \text{ m}$ sia inferiore a $L/200$, con L pari a 18 m . Nel nostro caso la verifica di abbassamento è soddisfatta perchè $0,0297 \text{ m} < 0,09 \text{ m}$.