

LABORATORIO DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE 1M

*DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA
STRUTTURA DELL'EDIFICIO PER UFFICI SU
VIA OSTIENSE*

Flavia Manciocchi e Marco Peperoni Romano



DIMENSIONAMENTO TELAIO IN ACCIAIO

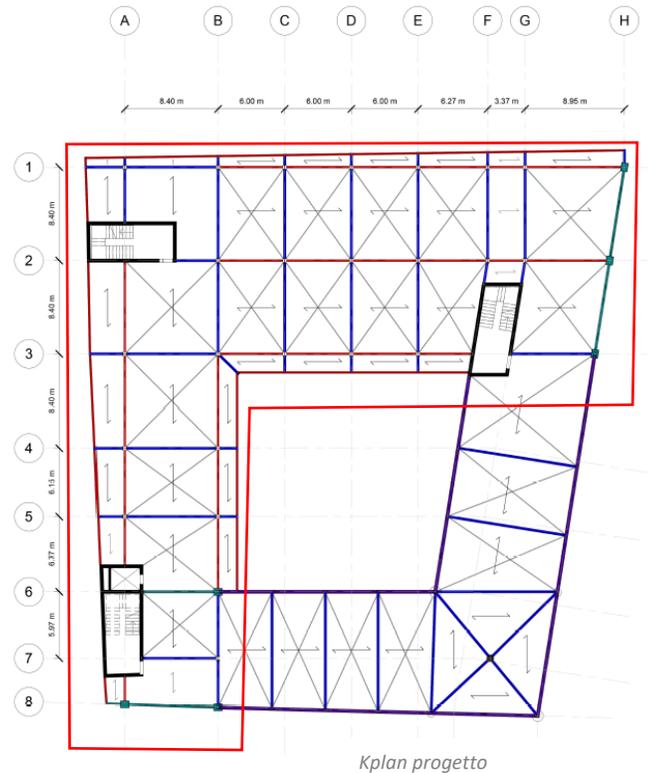
La struttura dell'edificio è caratterizzata da due corpi a forma di L che collaborano tra loro.

Il primo, quello più alto, è costituito da una struttura intelaiata in acciaio, mentre il braccio più basso è sorretto da un sistema di quattro reticolari piane e pilastri in acciaio.

Il telaio, evidenziato in rosso nel key plan, è formato da pilastri HEA continui saldati e da travi IPE appoggiate – appoggiate, inoltre sono presenti mensole fino ad una luce massima di 3,3 m.

Nell'edificio sono presenti tre blocchi scala antincendio con setti in calcestruzzo armato portanti, i quali sono posizionati agli estremi del corpo ad L e all'incrocio tra i due bracci.

Per il dimensionamento del telaio siamo partiti con la modellazione della struttura su SAP, caratterizzata da un piano basamentale alto 5,5 m sovrastato da 5 piani alti 3,5 m.



La maglia strutturale è costituita da un'alternanza di moduli di 8,4 m e 6,0 m.

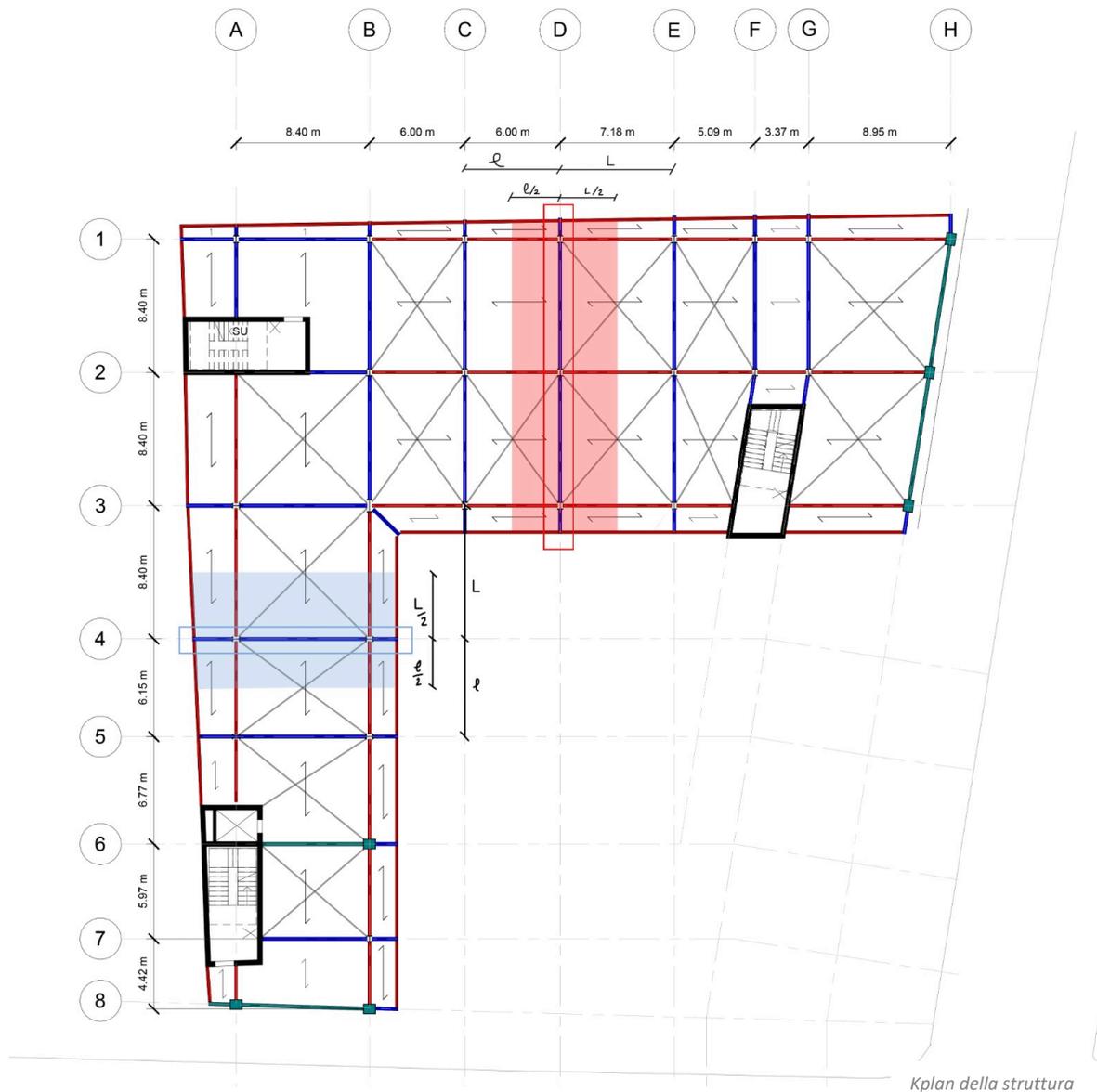
Dopo aver definito il materiale, un acciaio con resistenza caratteristica 275 Mpa, andiamo a definire sezioni differenti per le travi principali, le travi secondarie e i pilastri.

Ipotizziamo che le travi principali siano IPE 400 (considerando come primo dimensionamento che l'altezza della trave sia 1/20 della luce) e che le travi secondarie siano IPE 200. Per le travi il carico complessivo è lo stesso per tutti i piani (a meno di variazioni geometriche o di destinazione d'uso), mentre i pilastri vanno distinti sia in base alla loro area di influenza sia per i diversi piani. Perciò definiamo tre categorie di pilastri: 1) pilastri perimetrali; 2) pilastri angolari; 3) pilastri centrali

Per la disposizione delle travi è stato seguito lo schema di orditura dei solai riportato nella prima immagine. Dopo aver modellato travi e pilastri, sono stati modellati i setti portanti dei blocchi scala e successivamente sono stati divisi in quadrati 0,5 x 0,5 m. Una volta modellato il piano di riferimento vincoliamo i pilastri e i setti assegnando loro degli incastrati alla base.

Prima di iniziare l'analisi dei carichi, assegniamo la condizione di impalcato rigido ad ogni solaio della struttura e i rilasci alle travi principali ($M=0$ a inizio e fine) in modo da farle comportare come travi appoggiate-appoggiate (poiché nelle strutture in acciaio i nodi sono tutte cerniere).

DIMENSIONAMENTO TRAVI PRINCIPALI



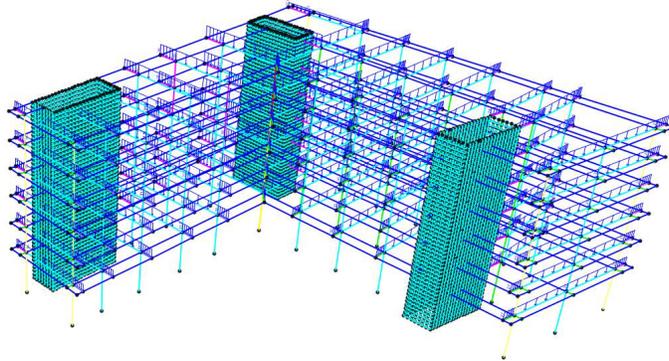
Per il dimensionamento a flessione delle travature principali siamo partiti definendo la combinazione dei carichi allo SLU (stato limite ultimo), utilizzando:

$q_s = 1,5 \text{ KN/m}^2$ → CARICO STRUTTURALE PER TELAI IN ACCIAIO → invariato nei tre solai

$q_p = 5,15 \text{ KN/m}^2$ → CARICHI PERMANENTI (abbiamo considerato un carico in lamiera grecata)

$q_{a,u} = 5 \text{ KN/m}^2$ → CARICHI ACCIDENTALI UFFICI

Una volta orditi i vari solai, come riportato nell'immagine accanto, applichiamo i carichi alle travature principali tenendo conto delle aree di influenza e individuando le L_{inf} a seconda delle diverse luci.



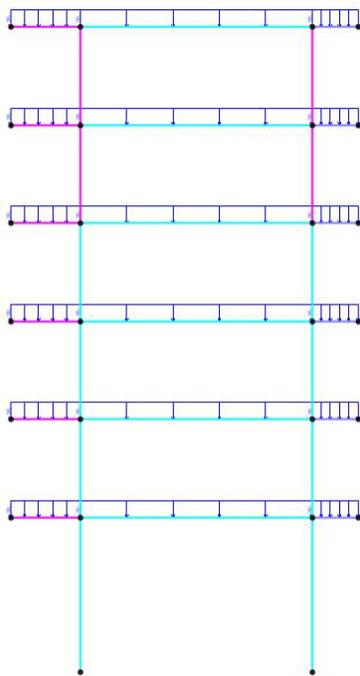
Assonometria con assegnazione dei carichi

Applicati i carichi e definita la combinazione SLU possiamo analizzare le sollecitazioni non tenendo conto del peso proprio, dato che la struttura è stata modellata inizialmente con sezioni generali.

Ci concentriamo in particolare modo nell'analizzare due diverse situazioni:

1. Corpo di fabbrica con una sola campata → asse strutturale 4
2. Corpo di fabbrica con doppia campata → asse strutturale D

Partiamo dal primo caso:



Schema statico Asse strutturale 4

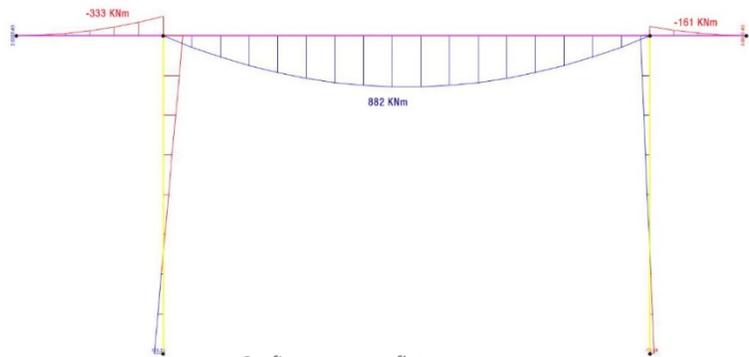


Grafico momento flettente senza peso

Diagram

Case: COMB1 (Location) Jt: 49
 Items: Major (V2 and M3) Single valued
 End Length Offset: Jt: 49, Jt: 50, J-End: 0, 0, 8.4 m

Display Options: Scroll for Values, Show Max

Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m)

Dist Load (2-dir): 100.44 KN/m at 7.41176 m, Positive in -2 direction

Shear V2: 421.843 KN at 8.4 m

Resultant Moment: 882.8155 KN-m at 4.44706 m

Deflections: Deflection (2-dir): 0.133124 m at 4.44706 m, Positive in -2 direction

Valori Trave doppiamente appoggiata

Come evidenzia la prima analisi effettuata con SAP, trattasi di una trave doppiamente appoggiata al centro (incernierata ai due lati → nodo con pilastro continuo e trave appoggiata), e di due mensole laterali saldate alle piattabande dei profili HEA.

Per il dimensionamento a flessione della travatura centrale doppiamente appoggiata prendiamo il valore massimo di $M_{max} = 882 \text{ KNm}$, mentre per le due mensole il valore massimo presente nel nodo è da una parte 161 KNm e dall'altra 333 KNm .

$M_{max} \text{ (KN*m)}$	$f_{y,k} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_d \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$W_{x,min} \text{ (cm}^3\text{)}$	
882,00	275,00	261,90	3367,64	travi principali
161,00	275,00	261,90	614,73	mensole verso est
333,00	275,00	261,90	1271,45	mensole verso ovest

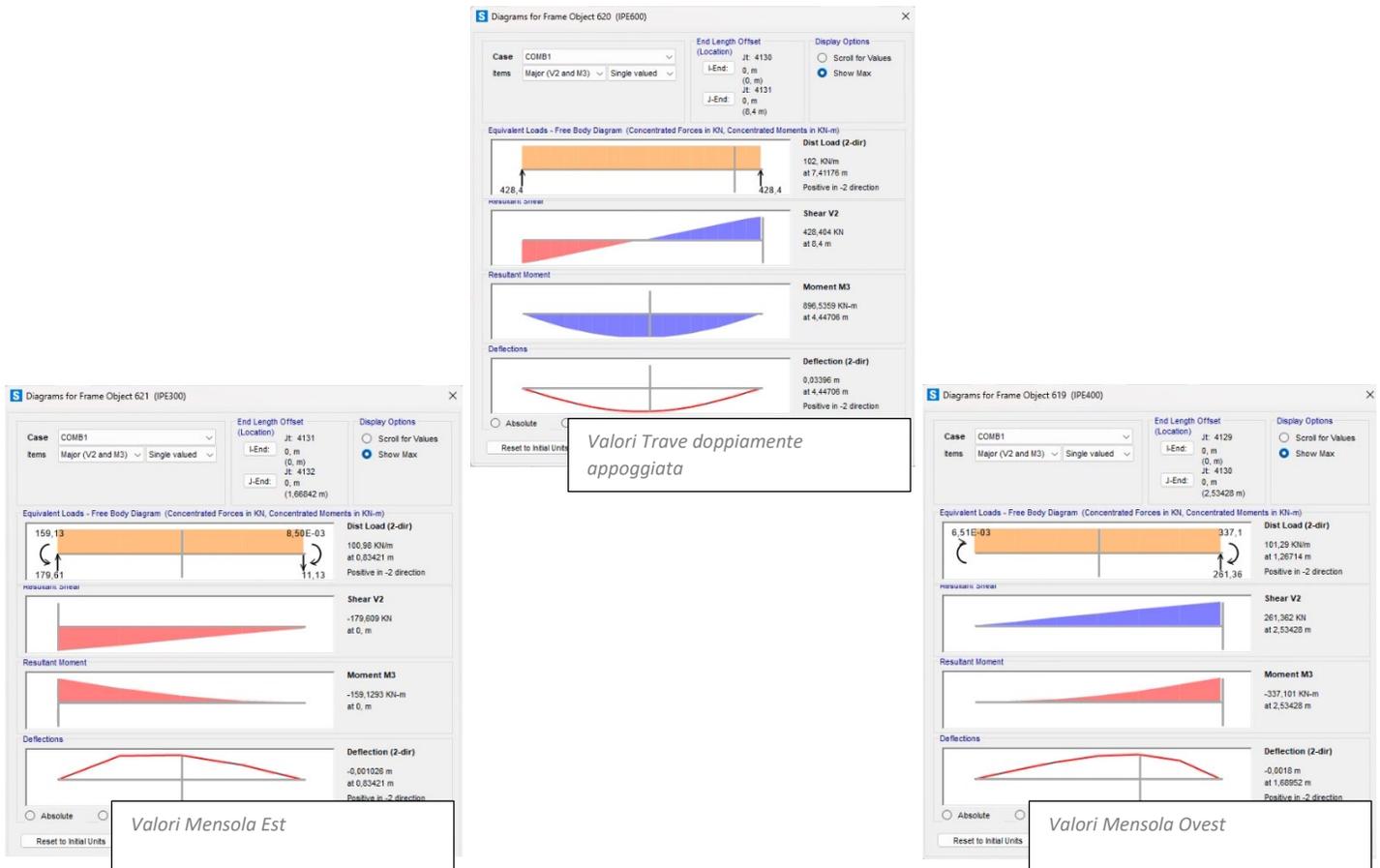
Dal sagomario iniziamo a definire i profili da utilizzare:

TRAVE DOPPIAMENTE APOGGIATA → PROFILO **IPE 600** – $W_x = 3512 \text{ cm}^3$

MENSOLA LATO EST → PROFILO **IPE 300** – $W_x = 628 \text{ cm}^3$

MENSOLA LATO OVEST → PROFILO **IPE 400** – $W_x = 1307 \text{ cm}^3$

Una volta terminato il primo dimensionamento, procediamo con l'inserire i profili all'interno del software SAP. Inserirli i profili possiamo ripetere l'analisi tenendo in conto questa volta del carico proprio della struttura, per poi verificare che le resistenze ricavate siano sufficienti.



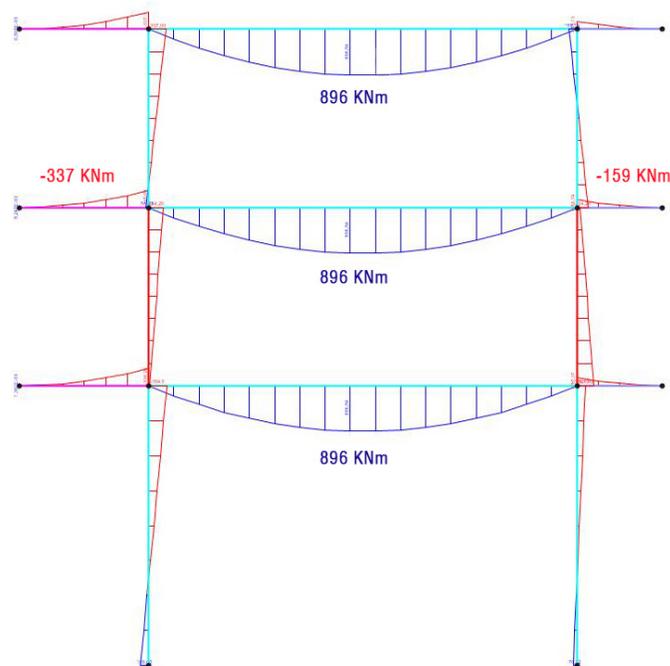


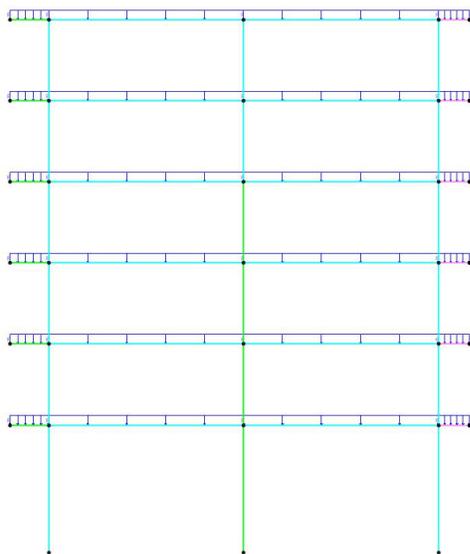
Grafico Momento flettente con peso proprio

M_{max} (KN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	
882.00	275.00	261.90	3367.64	1516.50
161.00	275.00	261.90	614.73	1612.00
333.00	275.00	261.90	1271.45	1707.50
896.00	275.00	261.90	3421.09	1516.50
159.00	275.00	261.90	607.09	1612.00
337.00	275.00	261.90	1286.73	1707.50

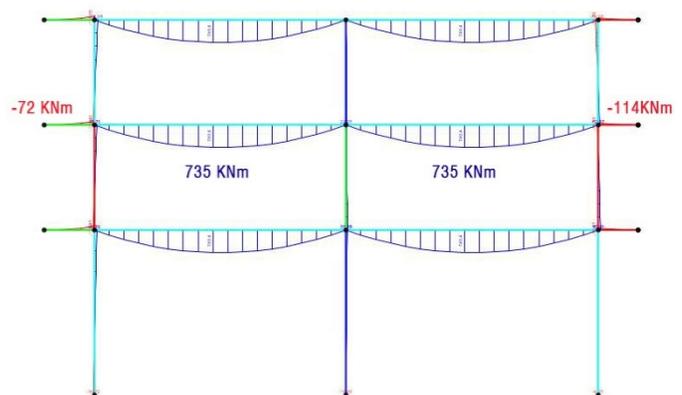
travi principali	PROFILO IPE 600 $W_x=3512\text{cm}^3$
mensola verso est	PROFILO IPE 300 $W_x=628\text{cm}^3$
mensola verso ovest	PROFILO IPE 400 $W_x=1307\text{cm}^3$
travi principali	3421 < 3512 cm ³ ok
mensola verso est	607.09 < 628 cm ³ ok
mensola verso ovest	1286 < 1307 cm ³ ok

Come visibile dalla tabella riportata qui in alto, i tre profili precedentemente dimensionati risultano essere verificati in quanto i nuovi valori del modulo di resistenza a flessione minimo ($W_{x,min}$) sono inferiori a quelli dei profili già definiti.

Passiamo al dimensionamento delle travature del secondo caso a doppia campata:

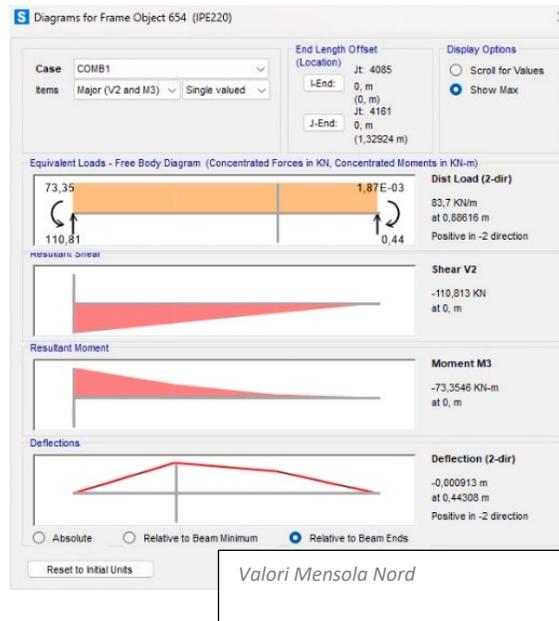
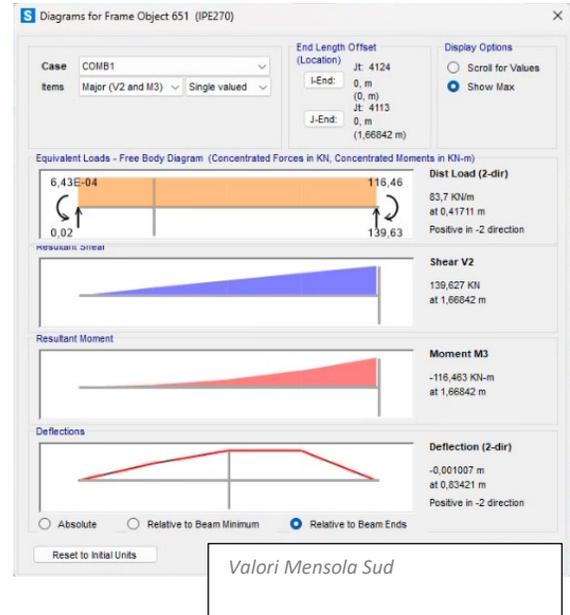
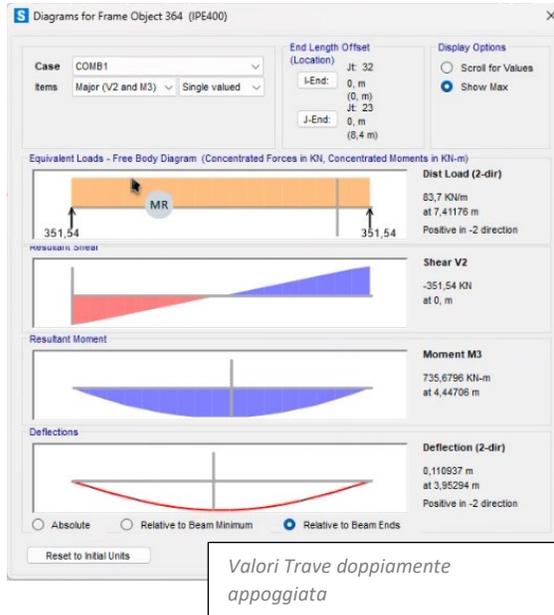


Schema statico Asse D, piano yz



A differenza del caso precedente l'unica differenza è la presenza di un'ulteriore campata, per cui abbiamo due travi doppiamente appoggiate e due mensole. Le condizioni di vincolo non cambiano in quanto si utilizza per i nodi la stessa tecnologia descritta nel caso precedente.

Ripetiamo quindi gli step già visti in precedenza, per cui partiamo dall'individuare i valori di $M_{max} = 735 \text{ KNm}$ per le travi doppiamente appoggiate, mentre per le due mensole abbiamo rispettivamente $M_{max} = 72 \text{ KNm}$ per la mensola rivolta verso Nord e di 114 KNm per la mensola rivolta a Sud.



Effettuiamo il primo dimensionamento a flessione:

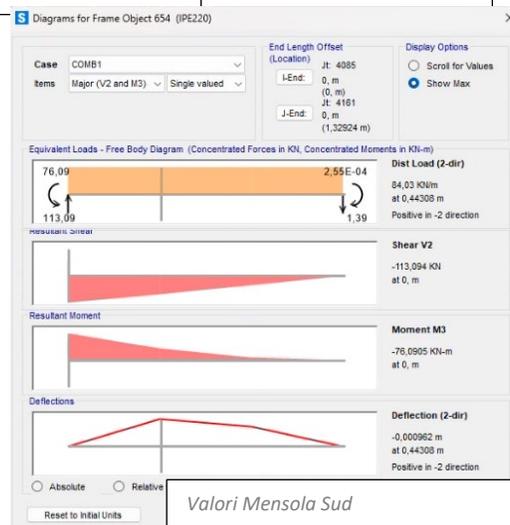
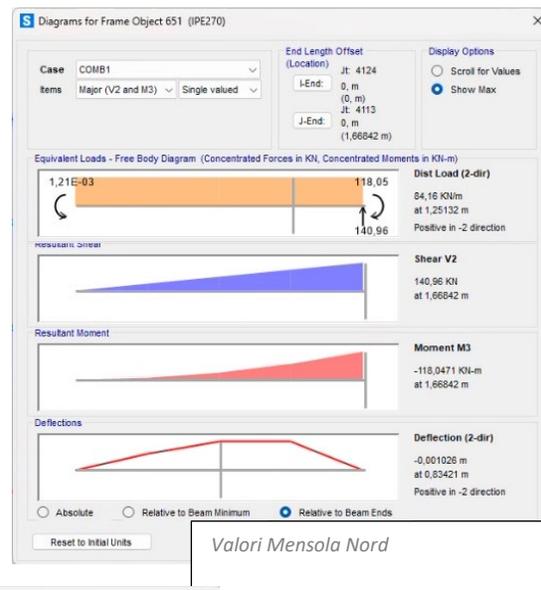
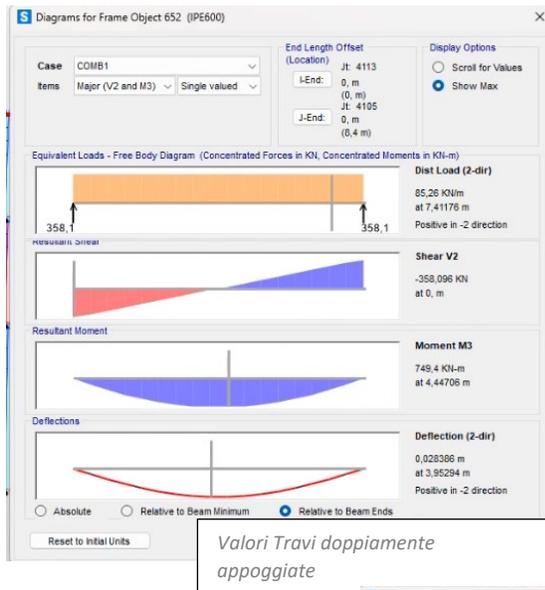
M_{max} (KN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	W_x (cm ³)	
740,00	275,00	261,90	2825,45	713,00	travi principali
72,00	275,00	261,90	274,91	1500,00	mensola verso sud
114,00	275,00	261,90	435,27	904,00	mensola verso nord

TRAVI DOPPIAMENTE APPOGGIATE → PROFILO IPE 600 – $W_x=3512$ cm³

MENSOLA LATO SUD → PROFILO IPE 270 – $W_x=484$ cm³

MENSOLA LATO NORD → PROFILO IPE 220 – $W_x=285$ cm³

Una volta terminato il primo dimensionamento, procediamo con l'inserire i profili all'interno del software SAP. Inserirli i profili possiamo ripetere l'analisi tenendo in conto questa volta del carico proprio della struttura, per poi verificare che le resistenze ricavate siano sufficienti.



M_{max} (KN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	W_x (cm ³)		
					ANALISI SENZA PESO PROPRIO	
740,00	275,00	261,90	2825,45	713,00	travi principali	PROFILO IPE 600 $W_x=3512\text{cm}^3$
72,00	275,00	261,90	274,91	1500,00	mensola verso sud	PROFILO IPE 220 $W_x=285\text{cm}^3$
114,00	275,00	261,90	435,27	904,00	mensola verso nord	PROFILO IPE 270 $W_x=484\text{cm}^3$
					ANALISI CON PESO PROPRIO	
750,00	275,00	261,90	2863,64	713,00	travi principali	2863<3512 cm ³ ok
76,00	275,00	261,90	290,18	1500,00	mensola verso sud	290>285cm ³ no! --> IPE 240 $W_x=366,6\text{ cm}^3$
118,00	275,00	261,90	450,55	904,00	mensola verso nord	450,55<484 cm ³ ok

Come possiamo notare risultano verificate le travi doppiamente appoggiate e la mensola nord, mentre la mensola a Sud necessita di un cambio di profilo, passando da un iniziale IPE 220 ad un **IPE 240**.

Ripetiamo quindi i passaggi visti in precedenza, per cui assegniamo su SAP il nuovo profilo e verifichiamo che i valori questa volta siano verificati.

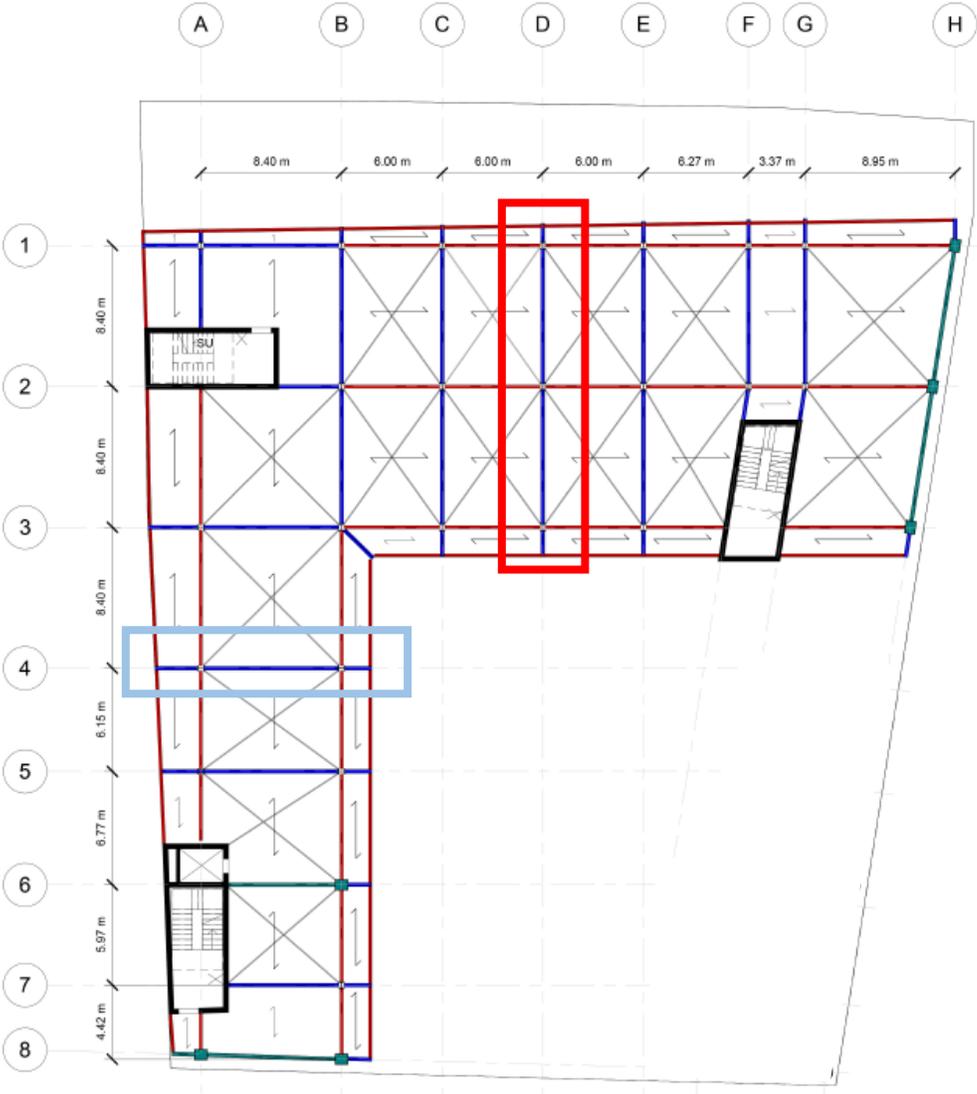
M_{max} (KN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	W_x (cm ³)
88,00	275,00	261,90	336,00	1500,00
			336<366,6 cm ³ ok!	

Pur essendo aumentato il valore di M_{ed} la trave risulta ora verificata in quanto il valore del modulo di resistenza a flessione del nuovo profilo ($W_x=366,6\text{ cm}^3$) è maggiore del modulo di resistenza minimo $W_{x,min}=336\text{ cm}^3$.

DIMENSIONAMENTO PILASTRI

Per il dimensionamento a presso-flessione dei pilastri, abbiamo inizialmente analizzato i valori di Sforzo Normale sui pilastri, concentrandoci in particolar modo nell'analizzare due diverse situazioni:

- 1. Corpo di fabbrica con una sola campata → asse strutturale 4
- 2. Corpo di fabbrica con doppia campata → asse strutturale



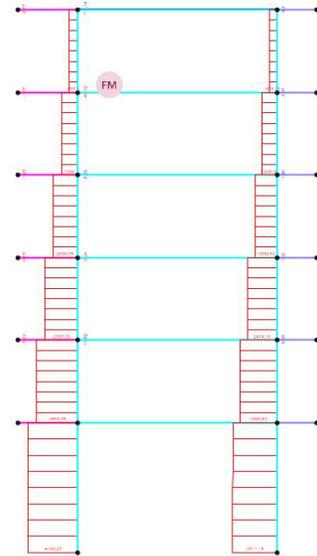
Partendo dal primo caso:

Per il dimensionamento a Sforzo normale, notiamo che il pilastro A4 (**pilastro perimetrale**) è maggiormente sollecitato rispetto al pilastro B4, perciò procederemo con il dimensionare l'A4, scegliendo i valori di N per il piano 0, 2 e 4, che sono rispettivamente:

N= 4186 KN; N= 2787 KN; N= 1394 KN

N	f_{yk}	γ_m	f_{yd}	A_{min}	E	β	I	λ^*	P_{min}	I_{min}
kN	Mpa		Mpa	cm2	Mpa		m		cm	cm4
4186	275,00	1,05	261,90	159,8	210000	2,00	5,50	88,96	12,37	24438
2787	275,00	1,05	261,90	106,4	210000	2,00	3,50	88,96	7,87	6589
1394	275,00	1,05	261,90	53,2	210000	2,00	3,50	88,96	7,87	3296

HEA 450
HEA 300
HEA 220



Dimensioniamo quindi a sforzo normale tenendo conto anche in questo caso dell'instabilità euleriana. Dal sagomario andiamo a definire i profili da utilizzare:

Piano 0-1: HEA 450 A=178 cm² W=3216 cm³ ro= 18,92 cm

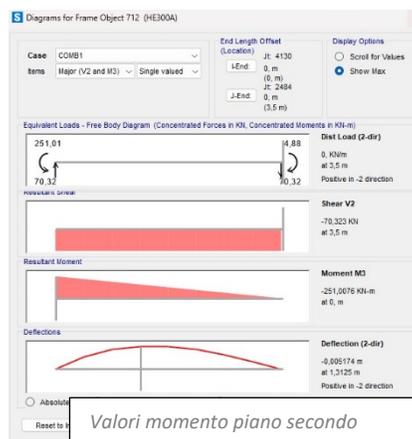
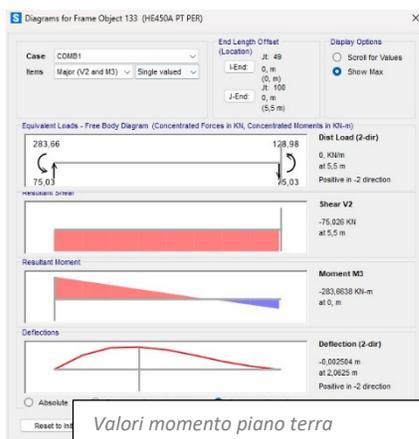
Piano 2-3: HEA 300 A=112,5 cm² W=1383 cm³ ro=12,74 cm

Piano 3-4: HEA 220 A=64,34 cm² W= 568 cm³ ro= 9,17 cm

Schema statico Asse 4, piano yz

Una volta terminato il primo dimensionamento, procediamo con l'inserire i profili all'interno del software SAP. Inserirli i profili possiamo ripetere l'analisi tenendo in conto questa volta del carico proprio della struttura, per poi verificare i pilastri a presso-flessione.

Analizziamo quindi i grafici del Momento33 sul pilastro e verifichiamo le sezioni scelte a presso-flessione.



Nessuna delle tre sezioni viene verificata a presso-flessione, poiché il valore di σ_{max} è maggiore di f_{yd} .

f _{yk}	f _{yd}	A	W _x	N	M _x	sigmaN	sigmaM	sigmamax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	178	3216	4141	283	232,6404	87,99751	320,638	NO
275	261,9048	112	1383	2740	251	244,6429	181,4895	426,1324	NO
275	261,9048	64,34	568	1355	176	210,5999	309,8592	520,4591	NO

Si procede a dimensionare nuovamente i profili:

Piano 0-1: **HEA 550** A=211,8 cm² W= 4622 cm³ r_o= 22,99 cm

Piano 2-3: **HEA 450** A=178 cm² W= 3216 cm³ r_o= 18,92 cm

Piano 3-4: **HEA 300** A=112,5 cm² W= 1383 cm³ r_o= 12,74 cm

f _{yk}	f _{yd}	A	W _x	N	M _x	sigmaN	sigmaM	sigmamax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	211,8	4622	4141	283	195,5146	61,22891	256,7435	SI
275	261,9048	178	3216	2740	251	153,9326	78,04726	231,9798	SI
275	261,9048	112	1383	1355	176	120,9821	127,2596	248,2417	SI

Come visibile dalla tabella riportata qui in alto, i tre profili precedentemente dimensionati risultano essere verificati.

Procediamo alla seconda campata:

Dimensioniamo a sforzo normale il pilastro 2D (**pilastro centrale**) scegliendo i valori di N per il piano 0, 2 e 4, che sono rispettivamente:

N= 4348 KN; N= 2896 KN; N= 1448 KN

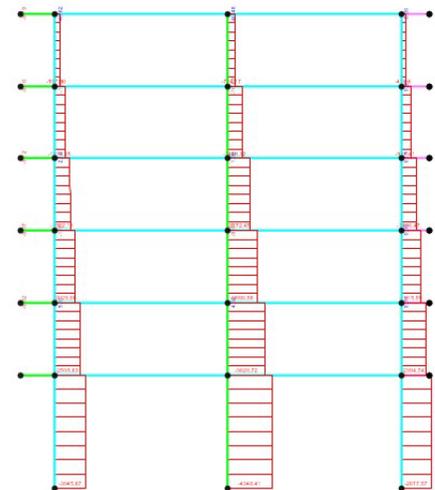
N	f _{yk}	γ _m	f _{yd}	A _{min}	E	β	I	λ*	ρ _{min}	I _{min}	
kN	Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴	
4348	275,00	1,05	261,90	166,0	210000	2,00	5,50	88,96	12,37	25384	HEA 450
2896	275,00	1,05	261,90	110,6	210000	2,00	3,50	88,96	7,87	6847	HEA 300
1448	275,00	1,05	261,90	55,3	210000	2,00	3,50	88,96	7,87	3423	HEA 220

Dimensioniamo quindi a sforzo normale tenendo conto anche in questo caso dell'instabilità euleriana. Dal sagomario andiamo a definire i profili da utilizzare:

Piano 0-1: HEA 450 A=178 cm² W=3216 cm³ r_o= 18,92 cm

Piano 2-3: HEA 300 A=112,5 cm² W=1383 cm³ r_o=12,74 cm

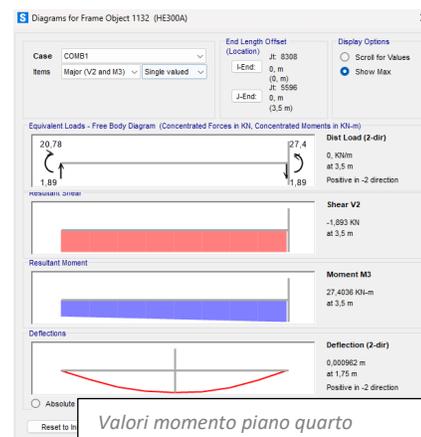
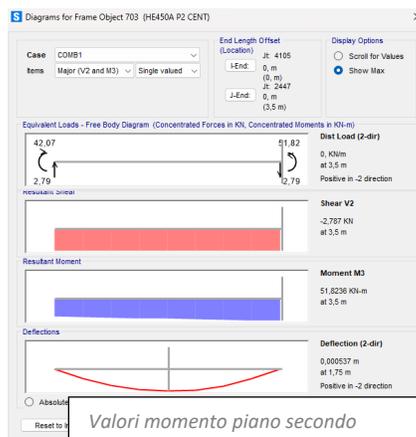
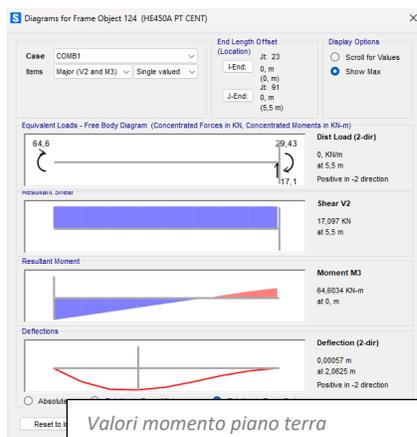
Piano 3-4: HEA 220 A=64,34 cm² W= 568 cm³ r_o= 9,17 cm



Schema statico Asse 4, piano yz

Una volta terminato il primo dimensionamento, procediamo con l'inserire i profili all'interno del software SAP. Inseriti i profili possiamo ripetere l'analisi tenendo in conto questa volta del carico proprio della struttura, per poi verificare i pilastri a presso-flessione.

Analizziamo quindi i grafici del Momento33 sul pilastro e verifichiamo le sezioni scelte a presso-flessione.



Nessuna delle tre sezioni viene verificata a presso-flessione, poiché il valore di sigma max è maggiore di fyd.

fyk	fyd	A	Wx	N	Mx	sigmaN	sigmaM	sigmax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm2	cm3	KN	KNm				
275	261,9048	178	3216	4348	64	244,2697	19,9005	264,17016	NO
275	261,9048	112	1383	2896	51	258,5714	36,87636	295,44778	NO
275	261,9048	64,34	568	1448	27	225,0544	47,53521	272,58961	NO

Si procede a dimensionare nuovamente i profili:

Piano 0-1: **HEA 500** A=197,5 cm² W= 3949 cm³ ro= 20,98 cm

Piano 2-3: **HEA 340** A=133,5 cm² W= 1850 cm³ ro= 14,4 cm

Piano 3-4: **HEA 240** A=76,84 cm² W= 744,6 cm³ ro= 10,5 cm

fyk	fyd	A	Wx	N	Mx	sigmaN	sigmaM	sigmax	Verificata
Mpa	Mpa	cm2	cm3	KN	KNm				
275	261,9048	197,5	4622	4348	64	220,1519	13,84682	233,99872	SI
275	261,9048	133,5	1850	2896	51	216,9288	27,56757	244,49641	SI
275	261,9048	76,84	744,6	1448	27	188,4435	36,26108	224,7046	SI

Come visibile dalla tabella riportata qui in alto, i tre profili precedentemente dimensionati risultano essere verificati.

Per quanto riguarda i **pilastri angolari**, il più sollecitato è il 3B, poiché si trova all'incrocio tra 2 travi principali, i valori di N per il piano 0, 2 e 4 sono rispettivamente:

N= 6928 KN; N= 4615 KN; N= 2309 KN

N	f_{yk}	Y_m	f_{yd}	A_{min}	E	β	I	λ^*	ρ_{min}	I_{min}	
kN	Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴	
6928	275.00	1.05	261.90	264.5	210000	2.00	5.50	88.96	12.37	40446	HEA 800
4615	275.00	1.05	261.90	176.2	210000	2.00	3.50	88.96	7.87	10911	HEA 500
2309	275.00	1.05	261.90	88.2	210000	2.00	3.50	88.96	7.87	5459	HEA 280

Dimensioniamo quindi a sforzo normale tenendo conto anche in questo caso dell'instabilità euleriana. Dal sagomario andiamo a definire i profili da utilizzare:

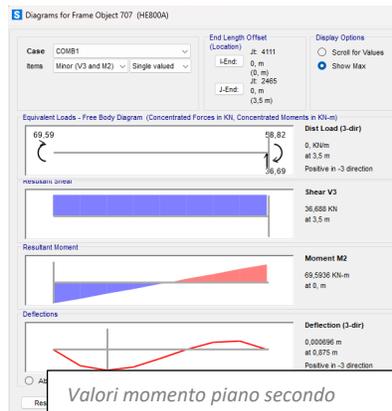
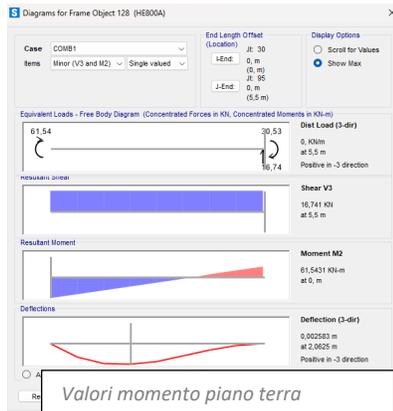
Piano 0-1: **HEA 800** A=285,8 cm² W=8699 cm³ ro= 32,58 cm

Piano 2-3: **HEA 500** A=197,5 cm² W= 3949 cm³ ro= 20,98 cm

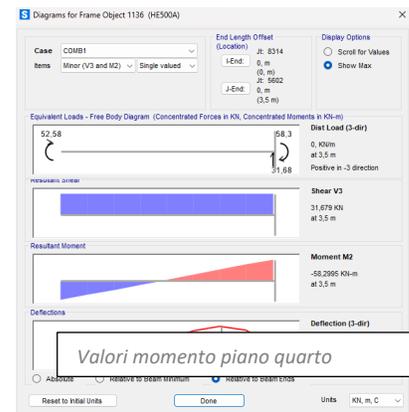
Piano 3-4: **HEA 280** A=97,26 cm² W= 1112 cm³ ro= 11,86 cm

Una volta terminato il primo dimensionamento, procediamo con l'inserire i profili all'interno del software SAP. Inseriti i profili possiamo ripetere l'analisi tenendo in conto questa volta del carico proprio della struttura, per poi verificare i pilastri a presso-flessione.

Analizziamo quindi i grafici del Momento33 sul pilastro e verifichiamo le sezioni scelte a presso-flessione.



flessione.



Le prime due sezioni scelte sono verificate, mentre è necessario cambiare sezione per il piano 4 e 5, poiché sigma max è maggiore di fyd.

fyk	fyd	A	Wx	N	Mx	sigmaN	sigmaM	sigmax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	285,8	8699	6928	61	242,4073	7,0123	249,41958	SI
275	261,9048	197,5	3949	4615	69	233,6709	17,47278	251,14366	SI
275	261,9048	97,26	1112	2309	58	237,4049	52,15827	289,56317	NO

Si procede a dimensionare nuovamente il profilo:

Piano 4-5: **HEA 300** A=112,5 cm² W=1383 cm³ ro=12,74 cm

fyk	fyd	A	Wx	N	Mx	sigmaN	sigmaM	sigmax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	112,5	1383	2309	58	205,2444	41,93782	247,18226	SI

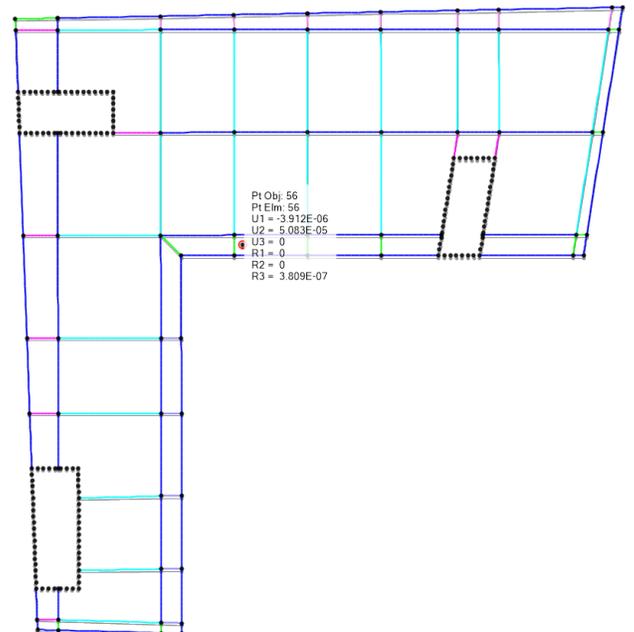
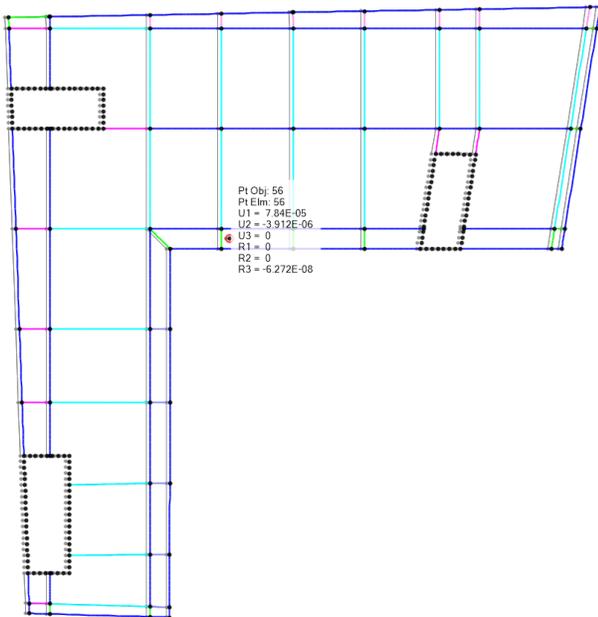
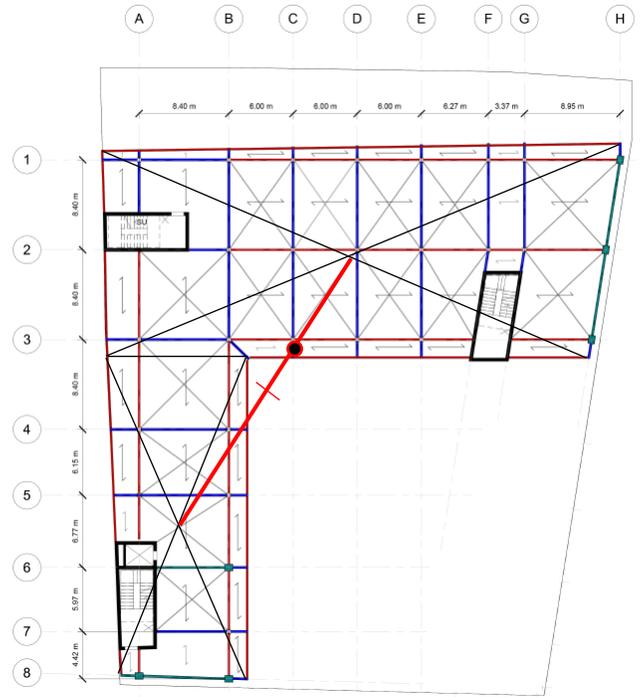
Come visibile dalla tabella riportata affianco, il profilo è verificato.

VERIFICA CENTRO DI RIGIDENZE

Individuiamo geometricamente il centro di massa dell'edificio: dopo aver diviso il telaio in due poligoni più o meno regolari, ne individuiamo il centro geometrico e successivamente uniamo i due centri con una retta. Il Centro di massa non si troverà in mezzeria della retta, ma più spostato verso l'area maggiore.

Verifico che l'edificio non ruoti sotto l'azione di due forze orizzontali (lungo x e lungo y) concentrate nel centro di massa.

L'edificio sotto l'azione di F_x e di F_y trasla, perciò in entrambe le direzioni il centro delle rigidità quasi corrisponde con il centro di massa.



DIMENSIONAMENTO RETICOLARE SUD

Per il dimensionamento delle travi reticolari a parete evidenziate dai riquadri in rosso nel kplan accanto, siamo partiti con il riportare la geometria esatta delle travi sul modello SAP.

Come per le altre l'altezza risulta essere sempre pari a 7m mentre per quanto riguarda la luce, questa è pari a 19,2 m essendo composta da 4 moduli ognuno pari 4,8 m.

Per quanto riguarda la condizione statica della trave si tratta di una trave doppiamente appoggiata ai due estremi.

Per cui una volta assegnata la geometria e le condizioni di vincolo siamo passati all'analisi dei carichi che la trave deve sostenere.

Come per gli altri casi abbiamo innanzitutto calcolato l'area dei solai che gravano su quella trave per poi moltiplicarla per il numero di piani, tenendo conto del cambio di funzione che si ha nell'ultimo

solaio in cui la funzione diventa quella di roof top ristorante.

Anche in questo caso abbiamo utilizzato i seguenti carichi:

$q_s = 1,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ CARICO STRUTTURALE PER TELAI IN ACCIAIO \rightarrow invariato nei tre solai

$q_p = 5,15 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ CARICHI PERMANENTI (abbiamo considerato un solaio in lamiera grecata)

$q_{a,u} = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ CARICHI ACCIDENTALI UFFICI

$q_{a,r} = 3 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ CARICHI ACCIDENTALI RISTORANTE

Essendo l'area pari a 96 m² ci siamo ricavati il carico complessivo:

PIANI 1 e 2: $(q_s + q_p + q_{a,u}) \times 2 = 23,3 \text{ KN/m}^2$

PIANO 3: $q_s + q_p + q_{a,r} = 9,65 \text{ KN/m}^2$

Per cui:

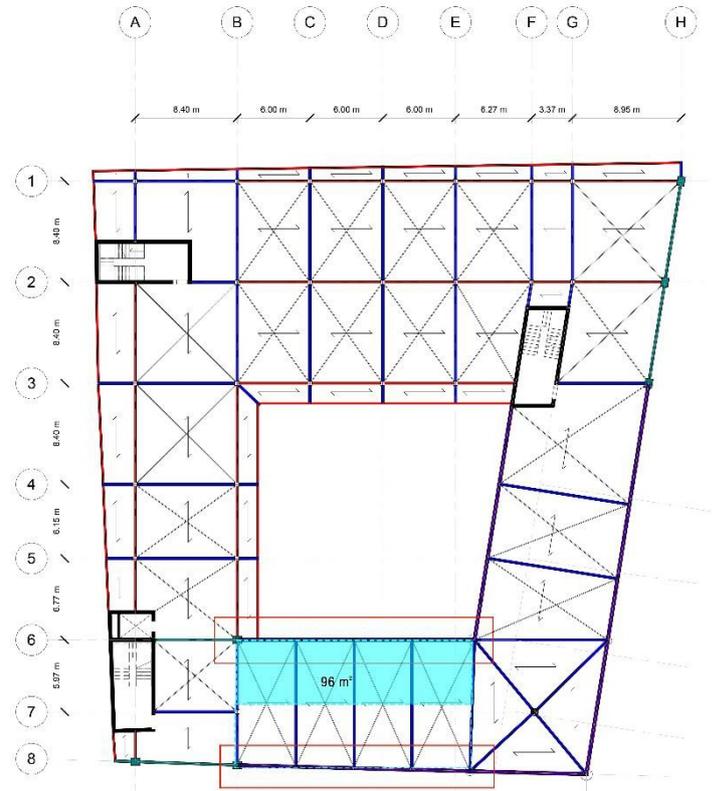
$q_{tot} = 32,95 \text{ KN/m}^2$

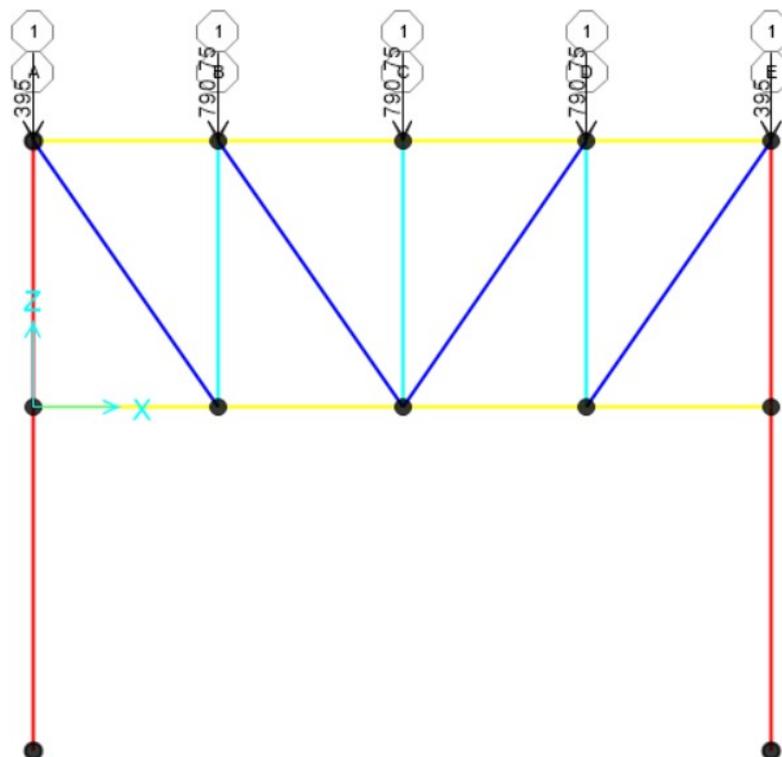
$Q_{tot} = q_{tot} \times \text{area} = 3163 \text{ KN}$

Con l'equazione di equilibrio sull'asse y siamo in grado di ricavarci le forze F che agiscono sui nodi della trave su cui scaricano le travature principali dei solai, per cui:

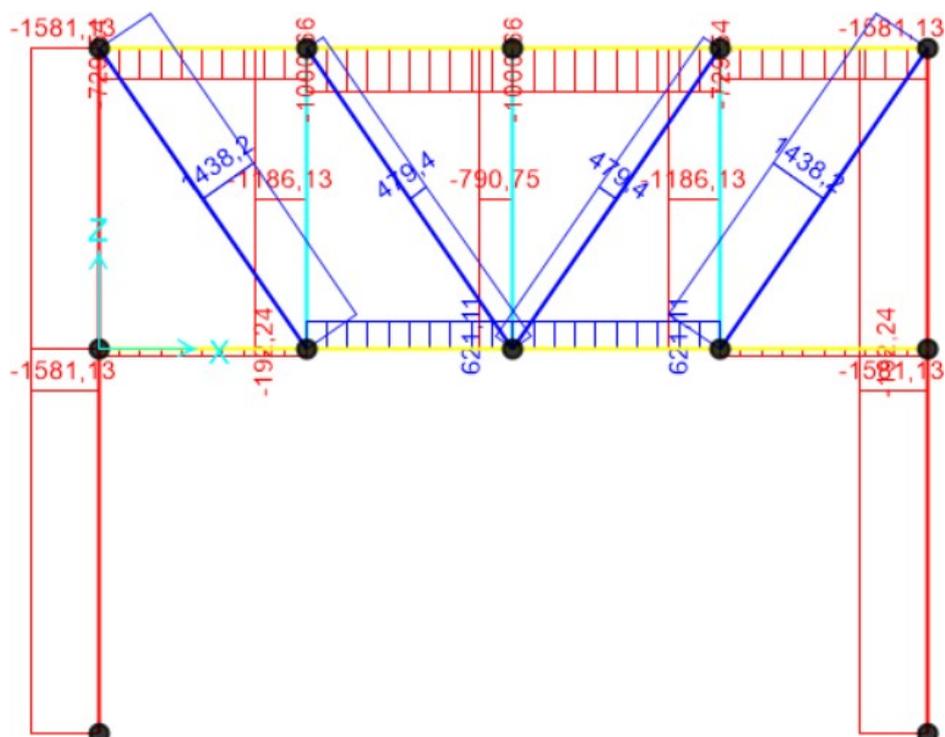
$3F + 2 \times (F/2) = 3163 \text{ KN}$

Da cui ricaviamo che $F = 790,75 \text{ KN}$ e $F/2 = 395 \text{ KN}$





Trovato il valore delle forze posso applicarle sul modello SAP ai nodi, applicando ai due nodi esterni la forza $F/2$ e nei nodi centrali F . Dopo di che posso mandare la prima analisi senza tener conto del peso proprio della struttura che non abbiamo ancora determinato.



Per far sì che la trave si comporti da reticolare abbiamo applicato ai nodi il comando release partial fixity, in modo da considerare i nodi come cerniere e controllato che effettivamente non ci siano momenti per le aste.

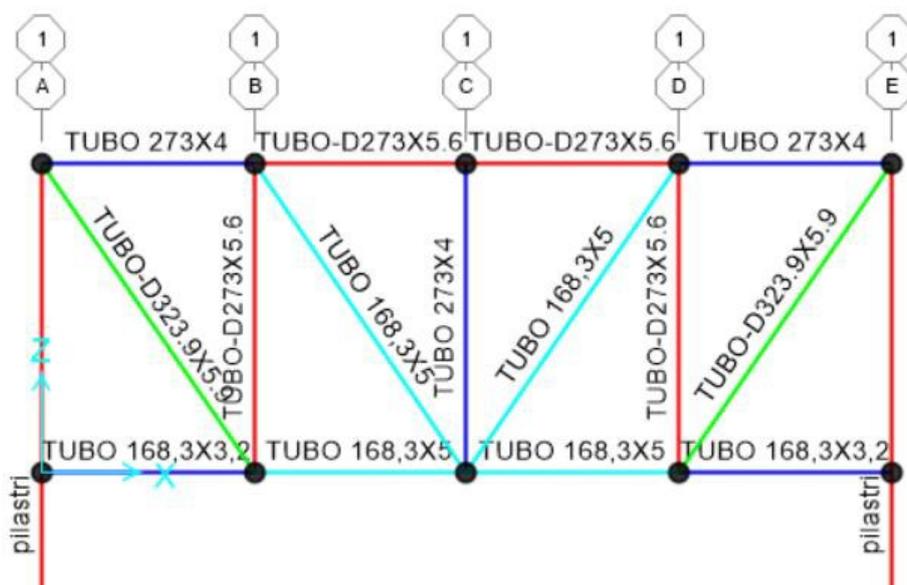
Una volta estratti i valori degli sforzi normali procediamo con il dimensionamento di ognuna delle aste.

TABLE: Element Forces - Frames						
	Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2
3	1		0 F	LinStatic	-1581,125	-108,436
4	2		0 F	LinStatic	-1581,125	108,436
5	3		0 F	LinStatic	-1186,125	0
6	5		0 F	LinStatic	-1186,125	0
7	7		0 F	LinStatic	-1000,656	0
8	8		0 F	LinStatic	-1000,656	0
9	4		0 F	LinStatic	-790,75	0
10	6		0 F	LinStatic	-729,542	0
11	9		0 F	LinStatic	-729,542	0
12	10		0 F	LinStatic	-192,236	0
13	13		0 F	LinStatic	-192,236	0
14	15		0 F	LinStatic	479,4	0
15	16		0 F	LinStatic	479,4	0
16	11		0 F	LinStatic	621,107	0
17	12		0 F	LinStatic	621,107	0
18	14		0 F	LinStatic	1438,2	0
19	17		0 F	LinStatic	1438,2	0

Dividiamo le aste in 5 gruppi (escludiamo momentaneamente i frame 1 e 2 → pilastri) che descriveranno 5 profili differenti, tenendo conto dell'instabilità euleriana nelle aste compresse

1. Riga gialla: $N = -1186$ a -800 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 273x5,6mm $A = 47\text{cm}^2$
 $r_o = 9,46\text{cm}$
2. Riga arancione: $N = -800$ a -200 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 273x4mm $A = 33,8\text{cm}^2$
 $r_o = 9,51\text{cm}$
3. Riga celeste: $N = -200$ a 0 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 168,3 X 3,2 mm $A = 16,6\text{cm}^2$
 $r_o = 5,84\text{cm}$
4. Riga grigia: $N = 0$ a 650 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 168,3x5mm $A = 25,7\text{cm}^2$
5. Riga verde: $N = 650$ a 1450 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 323,9x5,9mm $A = 58,9\text{cm}^2$

Una volta dimensionate le aste le inseriamo nel modello SAP:



Procediamo in un primo momento al dimensionamento a sforzo normale per poi verificare a flessione il profilo scelto.

Dimensioniamo quindi a sforzo normale tenendo conto anche in questo caso dell'instabilità euleriana.

N	f_{yk}	γ_m	f_{yd}	A_{min}	E	β	I	λ^*	ρ_{min}	I_{min}
kN	Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴
1640	275,00	1,05	261,90	62,6	210000	2,00	9,00	88,96	20,23	25637

Dal sagomario scegliamo un profilo con Area superiore a 62,6 cm² e con il raggio giratore di inerzia superiore a 20,23 cm.

Profilo tubolare cilindrico 610x6mm di area=114 cm² e con raggio giratore di inerzia=21,4cm.

Andiamo ora a verificarlo a flessione sapendo che il modulo di resistenza a flessione W=2189cm⁴ e che il momento massimo ha valore di 600 KNm.

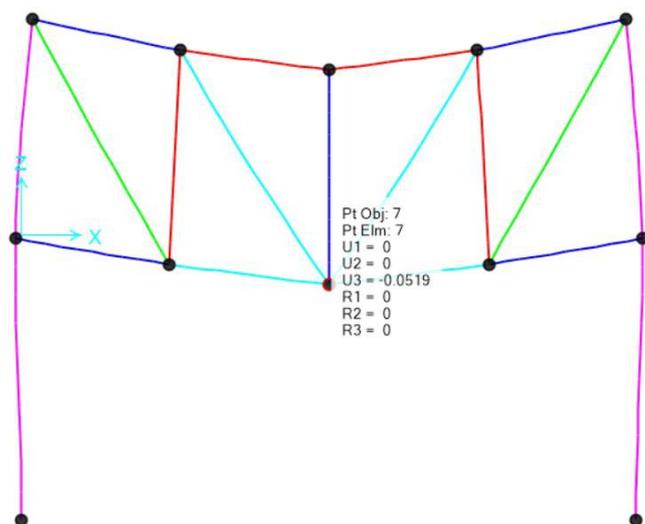
f_{yk}	f_{yd}	A	Wx	N	Mx	sigmaN	sigmaM	sigmamax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	114	2189	1640	600	143,8596	274,0978	417,9574	NO

Come possiamo notare sigma max è maggiore di f_{yd}, perciò per cui andiamo a scegliere un nuovo profilo **610x12 mm** con A= 225 cm² e W=4292 cm⁴.

f_{yk}	f_{yd}	A	Wx	N	Mx	sigmaN	sigmaM	sigmamax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	225	4292	1640	600	72,88889	139,795	212,68386	SI

Il profilo è verificato a presso-flessione. Una volta inseriti su SAP anche i profili dei pilastri possiamo effettuare un ulteriore analisi e verificare che non siano cambiate sensibilmente le sollecitazioni.

VERIFICA DEFORMAZIONE:



In ultima analisi andiamo a verificare l'abbassamento della struttura in seguito al carico assegnato. Dall'immagine in basso osserviamo che lo spostamento lungo l'asse 3 (asse verticale) è pari a 5,2 cm.

LUCE/250= 7,7 cm → OK
l'abbassamento è minore di quello previsto dalla normativa

DIMENSIONAMENTO RETICOLARE EST

Per il dimensionamento delle travi reticolari a parete evidenziate dai riquadri in rosso nel kplan accanto, siamo partiti con il riportare la geometria esatta delle travi sul modello SAP.

Come per le altre l'altezza risulta essere sempre pari a 7 m mentre per quanto riguarda la luce, questa è pari a 21,65 m essendo composta da 4 moduli ognuno pari 5,4 m.

Per quanto riguarda la condizione statica della trave si tratta di una trave doppiamente appoggiata ai due estremi.

Per cui una volta assegnata la geometria e le condizioni di vincolo siamo passati all'analisi dei carichi che la trave deve sostenere.

Come per gli altri casi abbiamo innanzitutto calcolato l'area dei solai che gravano su quella trave per poi moltiplicarla per il numero di piani, tenendo conto del cambio di funzione che si ha nell'ultimo solaio in cui la funzione diventa quella di roof top ristorante.

Anche in questo caso abbiamo utilizzato i seguenti carichi:

$q_s = 1,5 \text{ KN/m}^2$ → CARICO STRUTTURALE PER TELAI IN ACCIAIO → invariato nei tre solai

$q_p = 5,15 \text{ KN/m}^2$ → CARICHI PERMANENTI (abbiamo considerato un solaio in lamiera grecata)

$q_{a,u} = 5 \text{ KN/m}^2$ → CARICHI ACCIDENTALI UFFICI

$q_{a,r} = 3 \text{ KN/m}^2$ → CARICHI ACCIDENTALI RISTORANTE

Essendo l'area pari a 119 m² ci siamo ricavati il carico complessivo:

PIANI 1 e 2: $(q_s + q_p + q_{a,u}) \times 2 = 23,3 \text{ KN/m}^2$

PIANO 3: $q_s + q_p + q_{a,r} = 9,65 \text{ KN/m}^2$

Per cui:

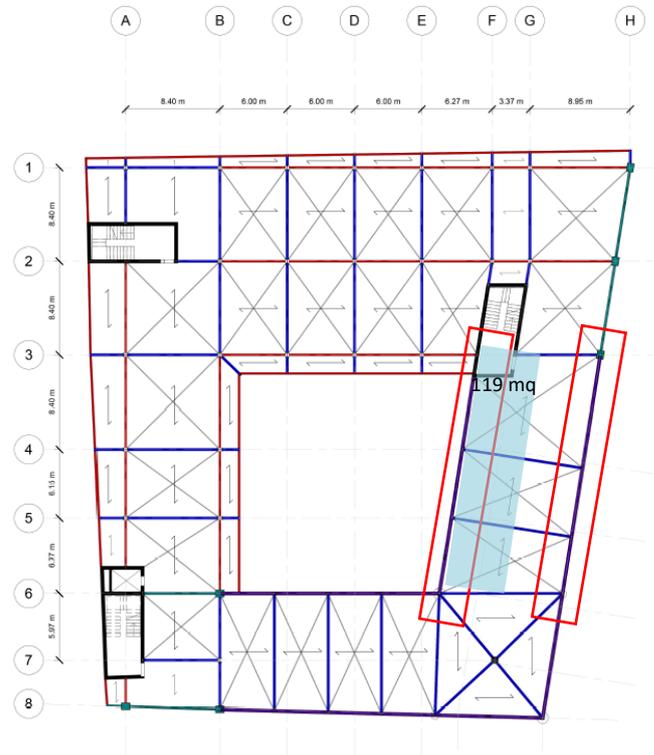
$q_{tot} = 32,95 \text{ KN/m}^2$

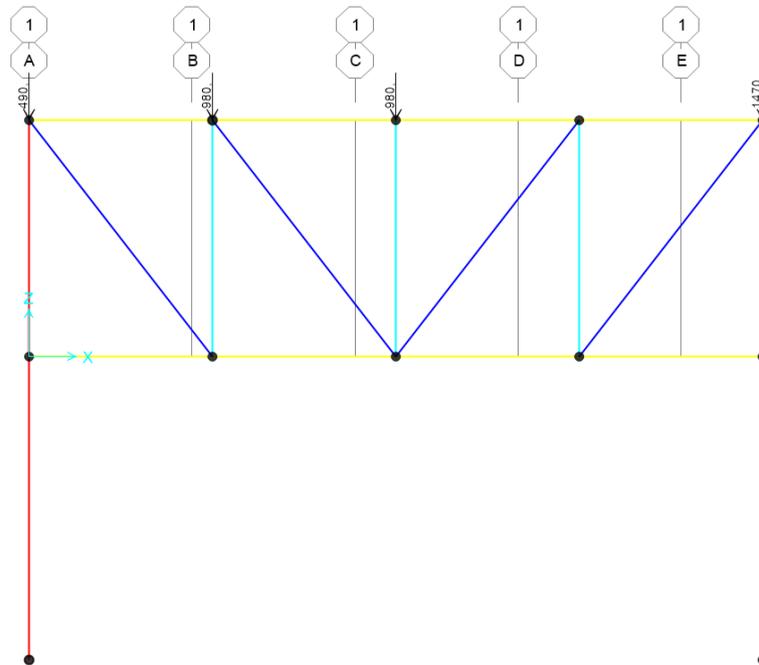
$Q_{tot} = q_{tot} \times \text{area} = 3921 \text{ KN}$

Con l'equazione di equilibrio sull'asse y siamo in grado di ricavarci le forze F che agiscono sui nodi della trave su cui scaricano le travature principali dei solai, per cui:

$2F + (F/2) + (3F/2) = 3921 \text{ KN}$

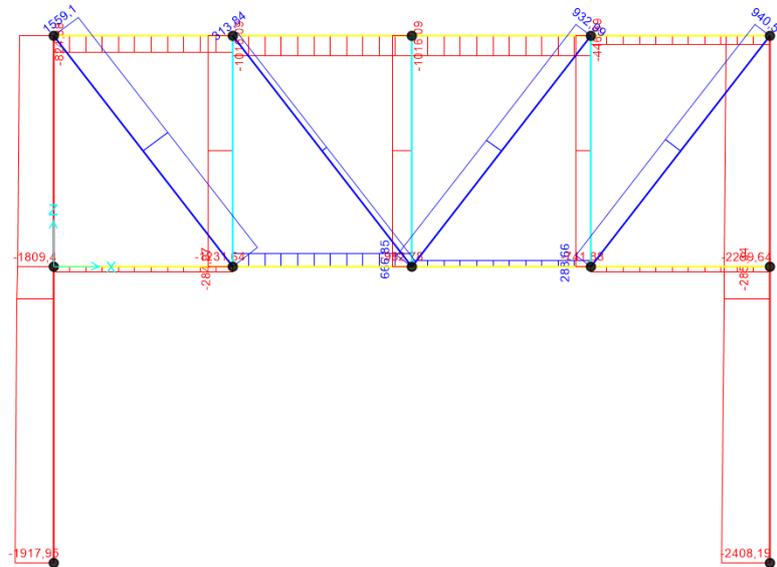
Da cui ricaviamo che $F = 980 \text{ KN}$; $F/2 = 490 \text{ KN}$; $3F/2 = 1470 \text{ KN}$





Trovato il valore delle forze posso applicarle sul modello SAP ai nodi, applicando sul nodo A $F/2$, sul nodo E $3/2 F$ e nei nodi centrali B e C F .

Per far sì che la trave si comporti da reticolare abbiamo applicato ai nodi il comando *release partial fixity*, in modo da considerare i nodi come cerniere e controllato che effettivamente non ci siano momenti per le aste.



Mandiamo la prima analisi senza tener conto del peso proprio della struttura che non abbiamo ancora determinato.

Una volta estratti i valori degli sforzi normali procediamo con il dimensionamento di ognuna delle aste.

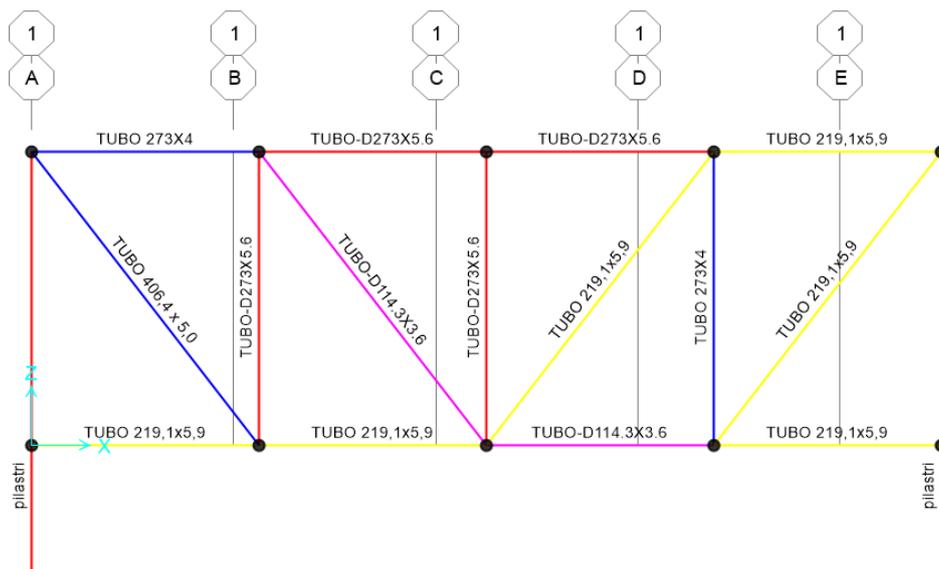
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P
12	0 F	LinStatic		-1231,64
5	0 F	LinStatic		-1016,088
6	0 F	LinStatic		-1016,088
13	0 F	LinStatic		-982,781
4	0 F	LinStatic		-824,876
14	0 F	LinStatic		-741,879
7	0 F	LinStatic		-446,692
8	0 F	LinStatic		-285,343
11	0 F	LinStatic		-284,975
9	0 F	LinStatic		288,663
17	0 F	LinStatic		312,266
10	0 F	LinStatic		666,847
16	0 F	LinStatic		931,424
15	0 F	LinStatic		938,97
18	0 F	LinStatic		1557,526

Calcolo dell'area minima da sforzo di compressione (resistenza materiale)					Calcolo dell'inerzia minima per sforzo di compressione (instabilità euleriana)					
N	f _{yk}	γ _{m0}	f _{yd}	A _{min}	E	beta	l	Lam*	rho _{min}	I _{min}
kN	N/mm ²		N/mm ²	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴
-1231.00	275.00	1.05	261.90	47.00	#####	1.00	7.00	88.96	7.87	2910
-824.00	275.00	1.05	261.90	31.46	#####	1.00	7.00	88.96	7.87	1948
-446.00	275.00	1.05	261.90	17.03	#####	1.00	5.40	88.96	6.07	627
312.00	275.00	1.05	261.90	11.91	#####	1.00	9.00	88.96	10.12	1219
938.00	275.00	1.05	261.90	35.81	#####	1.00	9.00	88.96	10.12	3666
1557.00	275.00	1.05	261.90	59.45	#####	1.00	9.00	88.96	10.12	6085

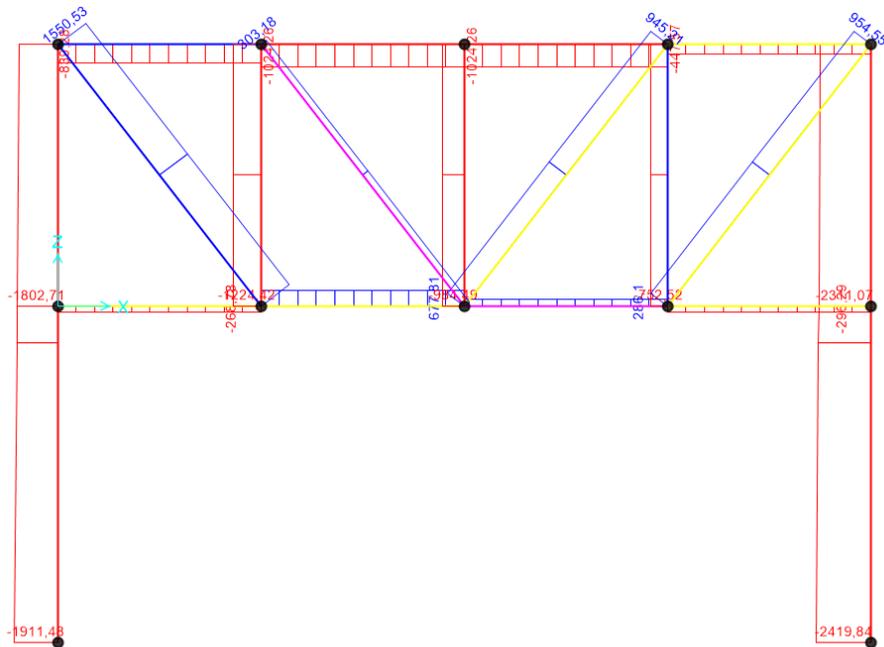
Dividiamo le aste in 6 gruppi (escludiamo momentaneamente i frame 2 e 3 → pilastri) che descriveranno 6 profili differenti, tenendo conto dell'instabilità euleriana nelle aste compresse.

1. Riga gialla: N=-1231 a -982 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 273x5,6mm
A= 47 cm² ro= 9,46 cm
2. Riga arancione: N=-824 a -741 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 273x4mm
A= 33,8 cm² ro= 9,51cm
3. Riga celeste: N=-446 KN a N=-284 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 219,1 x 5,9 mm
A= 39,5 cm² ro=7,54 cm
4. Riga grigia: N=288 a 312 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 114,3 x 3,6 mm
A= 12,5 cm²
5. Riga verde chiaro: N=666 a 938 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 219,1 x 5,9 mm
A= 39,5 cm²
6. Riga verde scuro: N=1557 KN → PROFILO TUBOLARE CILINDRICO 406,4 x 5,0 mm
A=63,1 cm²

Una volta dimensionate le aste le inseriamo nel modello SAP:



Una volta inserite le aste procediamo con un'ulteriore analisi questa volta tenendo conto del peso proprio della struttura:



Una volta ricavati i nuovi valori delle sollecitazioni, in questo caso degli sforzi assiali N li andiamo a confrontare con i valori visti in precedenza.

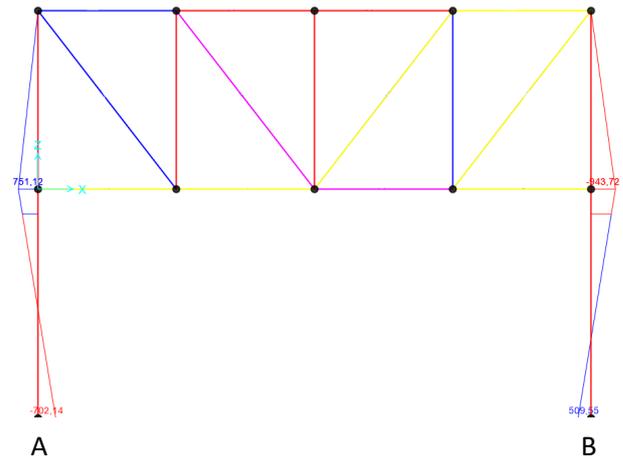
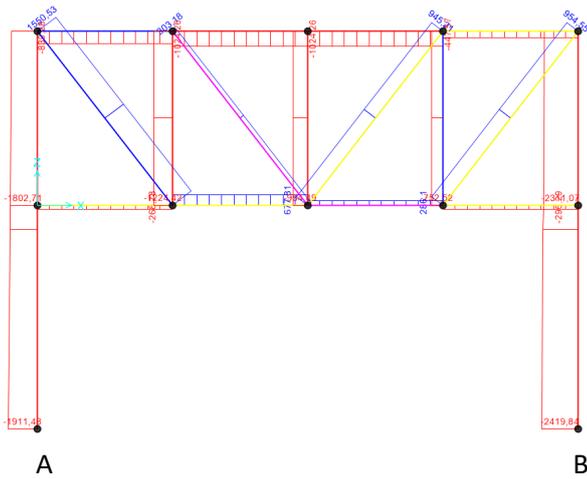
12	0 F	LinStatic	-1224,424
5	0 F	LinStatic	-1024,26
6	0 F	LinStatic	-1024,26
13	0 F	LinStatic	-984,49
4	0 F	LinStatic	-839,284
14	0 F	LinStatic	-752,523
7	0 F	LinStatic	-447,573
8	0 F	LinStatic	-296,291
11	0 F	LinStatic	-268,778
9	0 F	LinStatic	286,099
17	0 F	LinStatic	302,503
10	0 F	LinStatic	677,81
16	0 F	LinStatic	943,081
15	0 F	LinStatic	952,416
18	0 F	LinStatic	1548,957

Calcolo dell'area minima da sforzo di compressione (resistenza materiale)					Calcolo dell'inerzia minima per sforzo di compressione (instabilità euleriana)					
N	f _{yk}	γ _{m0}	f _{yd}	A _{min}	E	beta	I	Lam*	rho_min	I_min
kN	N/mm ²		N/mm ²	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴
-1224,00	275,00	1,05	261,90	46,73	210000,00	1,00	7,00	88,96	7,87	2894
-839,00	275,00	1,05	261,90	32,03	210000,00	1,00	7,00	88,96	7,87	1984
-447,00	275,00	1,05	261,90	17,07	210000,00	1,00	5,40	88,96	6,07	629
302,00	275,00	1,05	261,90	11,53	210000,00	1,00	9,00	88,96	10,12	1180
952,00	275,00	1,05	261,90	36,35	210000,00	1,00	9,00	88,96	10,12	3721
1548,00	275,00	1,05	261,90	59,11	210000,00	1,00	9,00	88,96	10,12	6050

Nel seguente caso le aste risultano verificate in quanto i nuovi valori di N non superano i valori di resistenza determinati durante il primo dimensionamento per cui la trave può considerarsi dimensionata e verificata.

Passiamo ora al dimensionamento dei due pilastri.

Prendiamo quindi come riferimento l'analisi delle sollecitazioni estratte con SAP sia per lo sforzo normale che per il momento flettente.



Procediamo in un primo momento al dimensionamento a sforzo normale per poi verificare a flessione il profilo scelto.

Dimensioniamo quindi a sforzo normale tenendo conto anche in questo caso dell'instabilità euleriana.

N	f_{yk}	γ_m	f_{yd}	A_{min}	E	β	I	λ^*	p_{min}	
kN	Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	
1911	275,00	1,05	261,90	73,0	210000	2,00	9,00	88,96	20,23	Pilastro A
2419	275,00	1,05	261,90	92,4	210000	2,00	9,00	88,96	20,23	Pilastro B

Dal sagomario scegliamo un profilo con Area superiore a 92,4 cm² e con il raggio giratore di inerzia superiore a 20,23 cm.

Profilo tubolare cilindrico 610x6mm di area=114 cm² e con raggio giratore di inerzia=21,4cm.

Andiamo ora a verificare entrambi i pilastri a flessione sapendo che il modulo di resistenza a flessione $W=2189\text{cm}^4$ e che il momento massimo del pilastro A ha valore di 751 KNm e del pilastro B di 943 KNm.

f_{yk}	f_{yd}	A	W_x	N	M_x	σ_N	σ_M	σ_{max}	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	114	2189	1911	751	167,6316	343,079	510,71061	NO
275	261,9048	114	2189	2419	943	212,193	430,7903	642,9833	NO

Come possiamo notare σ_{max} è maggiore di f_{yd} , perciò per cui andiamo a scegliere un nuovo profilo **610x12 mm** con $A=225\text{ cm}^2$ e $W=4292\text{ cm}^4$.

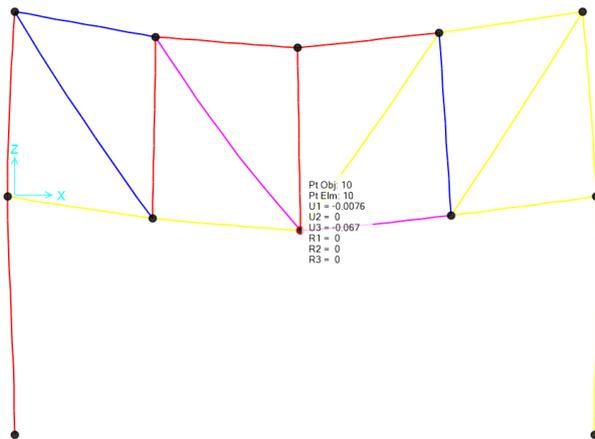
f_{yk}	f_{yd}	A	W_x	N	M_x	σ_N	σ_M	σ_{max}	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	225	4292	1911	751	84,93333	174,9767	259,91003	SI
275	261,9048	225	4292	2419	943	107,5111	219,7111	327,2222	NO

Il profilo viene verificato per il pilastro A, mentre per il pilastro B scegliamo nuovamente un profilo **610x16 mm** con $A=299\text{ cm}^2$ e $W=5647\text{ cm}^4$.

f_{yk}	f_{yd}	A	W_x	N	M_x	σ_N	σ_M	σ_{max}	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	299	5647	2419	943	80,90301	166,9913	247,89433	SI

Il profilo è verificato a presso-flessione. Una volta inseriti su SAP anche i profili dei pilastri possiamo effettuare un'ulteriore analisi e verificare che non siano cambiate sensibilmente le sollecitazioni.

VERIFICA DEFORMAZIONE:



In ultima analisi andiamo a verificare l'abbassamento della struttura in seguito al carico assegnato. Dall'immagine in basso osserviamo che lo spostamento lungo l'asse 3 (asse verticale) è pari a 6,7 cm.

LUCE/250= 8,6 cm → OK
l'abbassamento è minore di quello previsto dalla normativa.

Il pilastro evidenziato in rosso nell'immagine, riceve sforzo normale e momento sia dalla prima asta reticolare che dalla seconda, perciò troviamo:

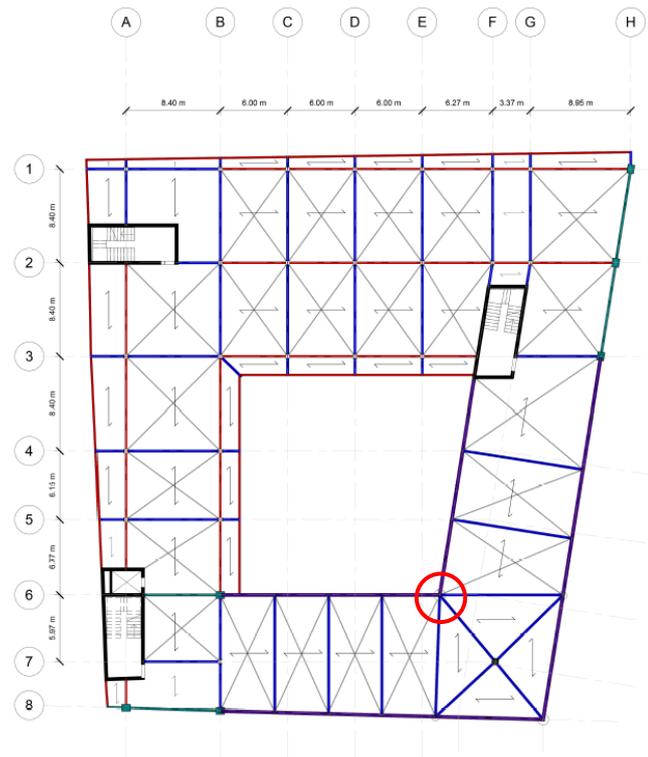
$$N_{tot} = 1911 \text{ KN} + 1640 \text{ KN} = 3551 \text{ Kn}$$

$$M_{tot} = 751 \text{ KNm} + 600 \text{ KNm} = 1351 \text{ KNm}$$

Dimensioniamo quindi a sforzo normale tenendo conto anche in questo caso dell'instabilità euleriana.

N	f _{yk}	γ _m	f _{yd}	A _{min}	E	β	l	λ*	P _{min}
kN	Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm
3551	275,00	1,05	261,90	135,6	210000	2,00	9,00	88,96	20,23

Dal sagomario scegliamo un profilo con Area superiore a 135,6 cm² e con il raggio giratore di inerzia superiore a 20,23 cm. Profilo tubolare cilindrico 610x16 mm A= 299 cm² e W=5647 cm⁴.



f _{yk}	f _{yd}	A	W _x	N	M _x	sigmaN	sigmaM	sigmamax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	299	5647	3551	1351	118,7625	239,2421	358,00462	NO

Come possiamo notare sigma max è maggiore di f_{yd}, perciò per cui andiamo a scegliere un nuovo profilo **610x25 mm** con A= 459 cm² e W=8561 cm⁴.

f _{yk}	f _{yd}	A	W _x	N	M _x	sigmaN	sigmaM	sigmamax	Verificata?
Mpa	Mpa	cm ²	cm ³	KN	KNm				
275	261,9048	459	8561	3551	1351	77,36383	157,8087	235,1725	SI

Il profilo è verificato a presso-flessione. Una volta inseriti su SAP anche i profili dei pilastri possiamo effettuare un ulteriore analisi e verificare che non siano cambiate sensibilmente le sollecitazioni.

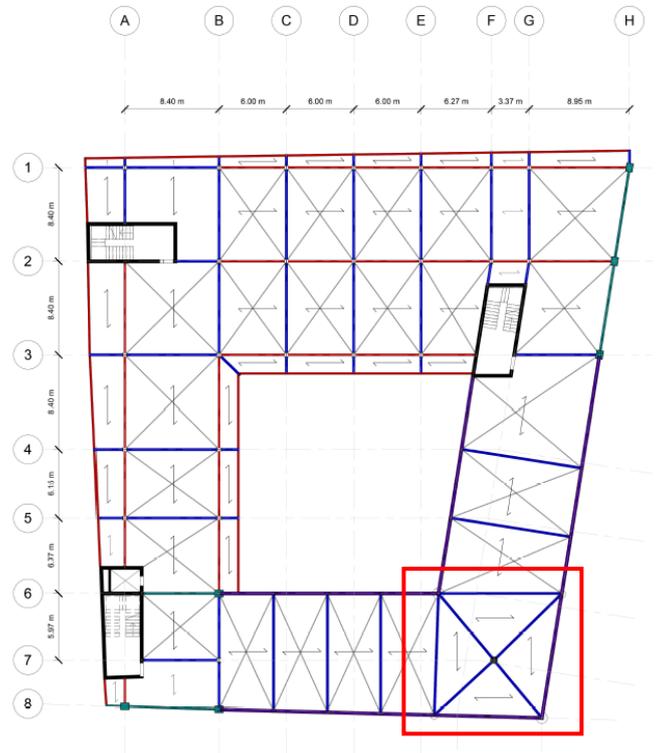
DIMENSIONAMENTO SOLAIO

Per il dimensionamento della parte di solaio di collegamento tra i due bracci della reticolare, evidenziato dal riquadro in rosso nel kplan accanto, siamo partiti con il riportare la geometria esatta sul modello SAP.

Il solaio ha dimensioni di 11 m nei due bracci, 10,3 m per la reticolare a Est e 9,6 m per la reticolare a Sud.

Per cui una volta assegnata la geometria e le condizioni di vincolo siamo passati all'analisi dei carichi che le travi devono sostenere.

Come per gli altri casi abbiamo innanzitutto calcolato l'area dei solai che gravano su ogni trave per poi moltiplicarla per il numero di piani, tenendo conto del cambio di funzione che si ha nell'ultimo solaio in cui la funzione diventa quella di roof top ristorante.



Anche in questo caso abbiamo utilizzato i seguenti carichi:

$q_s = 1,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ CARICO STRUTTURALE PER TELAI IN ACCIAIO \rightarrow invariato nei tresolai

$q_p = 5,15 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ CARICHI PERMANENTI (abbiamo considerato un solaio in lamiera grecata)

$q_{a,u} = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ CARICHI ACCIDENTALI UFFICI

$q_{a,r} = 3 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ CARICHI ACCIDENTALI RISTORANTE

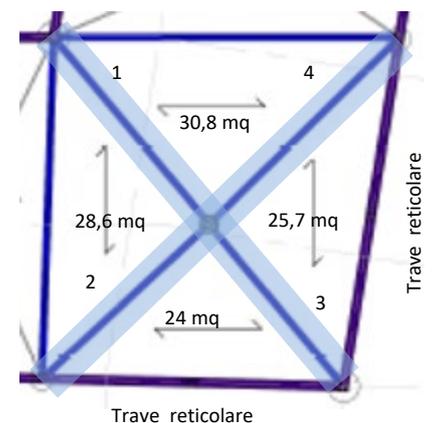
Dividiamo il solaio in 4 aree di influenza:

A1= 30,8 m² (trave principale)

A2= 28,6 m² (trave principale)

A3= 24 m² (trave reticolare)

A4= 25,7 m² (trave reticolare)



Dimensioniamo inizialmente le travi centrali evidenziate in azzurro nella figura.

PIANI 1 e 2 (uffici): $(q_s+q_p+q_a,u)= 11,65 \text{ KN/m}^2$

Area influenza trave 1 = $\frac{1}{2} A_1 + \frac{1}{2} A_2 = 15,4 \text{ m}^2 + 14,3 \text{ m}^2 = 29,7 \text{ m}^2$

Q trave 1 = $(29,7 \text{ m}^2 \times 11,65 \text{ KN/m}^2): 7,9 \text{ m} = 43,7 \text{ KN/m}$

Area influenza trave 2 = $\frac{1}{2} A_2 + \frac{1}{2} A_3 = 14,3 \text{ m}^2 + 12 \text{ m}^2 = 26,3 \text{ m}^2$

Q trave 2 = $(26,3 \text{ m}^2 \times 11,65 \text{ KN/m}^2): 7,2 \text{ m} = 42,55 \text{ KN/m}$

Area influenza trave 3 = $\frac{1}{2} A_3 + \frac{1}{2} A_4 = 12 \text{ m}^2 + 12,85 \text{ m}^2 = 24,85 \text{ m}^2$

Q trave 3 = $(24,85 \text{ m}^2 \times 11,65 \text{ KN/m}^2): 6,6 \text{ m} = 43,8 \text{ KN/m}$

Area influenza trave 4 = $\frac{1}{2} A_4 + \frac{1}{2} A_1 = 12,85 \text{ m}^2 + 15,4 \text{ m}^2 = 28,25 \text{ m}^2$

Q trave 4 = $(28,25 \text{ m}^2 \times 11,65 \text{ KN/m}^2): 7,7 \text{ m} = 42,7 \text{ KN/m}$

Assumiamo per ogni trave del piano 1 e 2 un carico distribuito di 44 KN/m .

PIANO 3 (copertura): $q_s+q_p+q_a,R= 9,65 \text{ KN/m}^2$

Area influenza trave 1 = $\frac{1}{2} A_1 + \frac{1}{2} A_2 = 15,4 \text{ m}^2 + 14,3 \text{ m}^2 = 29,7 \text{ m}^2$

Q trave 1 = $(29,7 \text{ m}^2 \times 9,65 \text{ KN/m}^2): 7,9 \text{ m} = 36,3 \text{ KN/m}$

Area influenza trave 2 = $\frac{1}{2} A_2 + \frac{1}{2} A_3 = 14,3 \text{ m}^2 + 12 \text{ m}^2 = 26,3 \text{ m}^2$

Q trave 2 = $(26,3 \text{ m}^2 \times 9,65 \text{ KN/m}^2): 7,2 \text{ m} = 35,2 \text{ KN/m}$

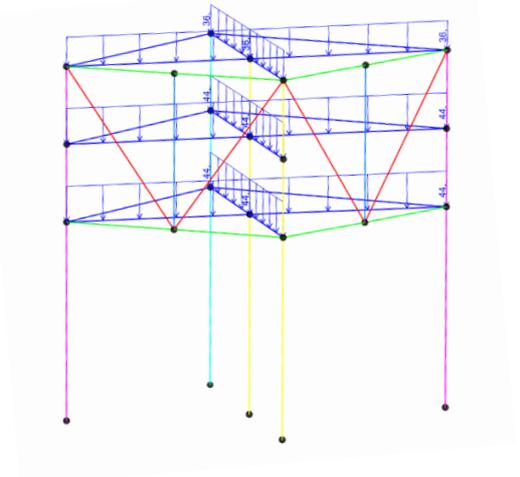
Area influenza trave 3 = $\frac{1}{2} A_3 + \frac{1}{2} A_4 = 12 \text{ m}^2 + 12,85 \text{ m}^2 = 24,85 \text{ m}^2$

Q trave 3 = $(24,85 \text{ m}^2 \times 9,65 \text{ KN/m}^2): 6,6 \text{ m} = 33,3 \text{ KN/m}$

Area influenza trave 4 = $\frac{1}{2} A_4 + \frac{1}{2} A_1 = 12,85 \text{ m}^2 + 15,4 \text{ m}^2 = 28,25 \text{ m}^2$

Q trave 4 = $(28,25 \text{ m}^2 \times 9,65 \text{ KN/m}^2): 7,7 \text{ m} = 35,4 \text{ KN/m}$

Assumiamo per ogni trave del piano 1 e 2 un carico distribuito di 36 KN/m .



Per far sì che la trave si comporti da reticolare abbiamo applicato ai nodi il comando *release partial fixity*, in modo da considerare i nodi come cerniere e controllato che effettivamente non ci siano momenti per le aste.

Inoltre assegniamo la condizione di impalcato rigido ai solai.

Mandiamo la prima analisi.

Per le travi del piano 1 e 2:

$M_{max} (1) = 344 \text{ KN m}$; $M_{max} (2) = 288 \text{ KN m}$; $M_{max} (3) = 237 \text{ KN m}$; $M_{max} (4) = 329 \text{ KN m}$

$M_{max} \text{ (KN}^*\text{m)}$	$f_{y,k} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_d \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$W_{x,min} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_x \text{ (cm}^3\text{)}$
344,00	275,00	261,90	1313,45	713,00
288,00	275,00	261,90	1099,64	1500,00
237,00	275,00	261,90	904,91	904,00
329,00	275,00	261,90	1256,18	905,00

Dal sagomario iniziamo a definire i profili da utilizzare:

TRAVE 1 → PROFILO **IPE 450** – $W_x=1702 \text{ cm}^3$

TRAVE 2 → PROFILO **IPE 400** – $W_x=1307 \text{ cm}^3$

TRAVE 3 → PROFILO **IPE 360** – $W_x=1019 \text{ cm}^3$

TRAVE 4 → PROFILO **IPE 400** – $W_x=1307 \text{ cm}^3$

Per le travi del piano 3:

$M_{max} (1) = 281 \text{ KN m}$; $M_{max} (2) = 236 \text{ KN m}$; $M_{max} (3) = 194 \text{ KN m}$; $M_{max} (4) = 269 \text{ KN m}$

$M_{max} \text{ (KN}^*\text{m)}$	$f_{y,k} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_d \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$W_{x,min} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_x \text{ (cm}^3\text{)}$
281,00	275,00	261,90	1072,91	713,00
236,00	275,00	261,90	901,09	1500,00
194,00	275,00	261,90	740,73	904,00
269,00	275,00	261,90	1027,09	905,00

Dal sagomario iniziamo a definire i profili da utilizzare:

TRAVE 1 → PROFILO **IPE 400** – $W_x=1307 \text{ cm}^3$

TRAVE 2 → PROFILO **IPE 360** – $W_x=1019 \text{ cm}^3$

TRAVE 3 → PROFILO **IPE 330** – $W_x=804,9 \text{ cm}^3$

TRAVE 4 → PROFILO **IPE 400** – $W_x=1307 \text{ cm}^3$

Una volta terminato il primo dimensionamento, procediamo con l’inserire i profili all’interno del software SAP. Inseriti i profili possiamo ripetere l’analisi tenendo in conto questa volta del carico proprio della struttura, per poi verificare che le resistenze ricavate siano sufficienti.

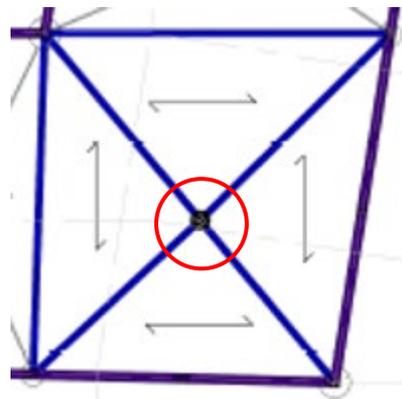
DIMENSIONAMENTO PILASTRO

Proseguiamo con il dimensionamento del pilastro cerchiato in rosso.

Per il dimensionamento a presso-flessione, abbiamo inizialmente analizzato i valori di sforzo normale sul pilastro, per il piano 1,2 e 3, che sono rispettivamente:

$N = 1827 \text{ KN}$; $N = 1179 \text{ KN}$; $N = 530 \text{ KN}$

N	f_{yk}	γ_m	f_{yd}	A_{min}	E	β	l	λ^*	p_{min}
kN	Mpa		Mpa	cm2	Mpa		m		cm
1827	275,00	1,05	261,90	69,8	210000	2,00	9,00	88,96	20,23
1179	275,00	1,05	261,90	45,0	210000	2,00	3,50	88,96	7,87
530	275,00	1,05	261,90	20,2	210000	2,00	3,50	88,96	7,87



Dimensioniamo quindi a sforzo normale tenendo conto anche in questo caso dell’instabilità euleriana. Dal sagomario andiamo a definire i profili da utilizzare:

Piano 1: PROFILO TUBOLARE CAVO **610 x 12 mm** $W=4292 \text{ cm}^3$ $r_o= 21,1 \text{ cm}$

Piano 2 e 3: PROFILO TUBOLARE CAVO **273 x 6,3 mm** $A= 52,8 \text{ cm}^2$; $r_o= 9,43 \text{ cm}$

Non è necessaria la verifica a pressoflessione dei pilastri, perché il momento flettente è minimo.

