



Università degli Studi Roma Tre - Dipartimento di Architettura

## **Progettazione Strutturale 1MB**

# **RELAZIONE TECNICA**

*Mos Maiorum - Hotel & Spa*  
Via Giulia, Roma

Prof. Ginevra Salerno - assistente: Fabiana Riparbelli

Laurea Magistrale in Progettazione Architettonica  
Studenti: Luca Alessandri, Martina Moreno, Francesca Rossetti



# INDICE

1. DESCRIZIONE GENERALE.....	pag. 4
2. TIPOLOGIA STRUTTURALE.....	pag. 7
3. MATERIALI.....	pag. 16
4. ANALISI DEI CARICHI.....	pag. 17
5. PREDIMENSIONAMENTO.....	pag. 19
6. MODELLAZIONE 3D.....	pag. 27
7. VERIFICHE.....	pag. 34
8. GRATICCIO: PREDIMENSIONAMENTO E VERIFICA.....	pag.47

## 1. DESCRIZIONE GENERALE



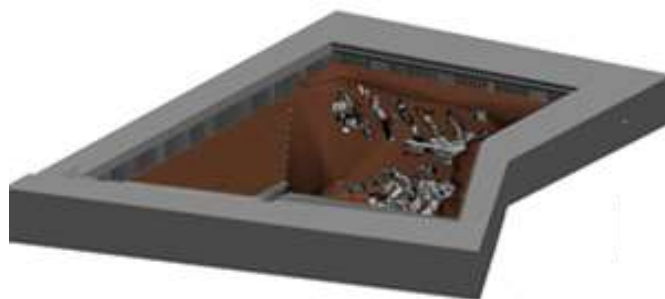
INQUADRAMENTO

Il progetto in esame è il *Mos Maiorum - Hotel & Spa*, un complesso alberghiero situato in via Giulia, a Roma. Il progetto - che è stato sviluppato in parallelo durante il Laboratorio di Progettazione Architettonica 1M (Prof. Arch. Stefano Cordeschi) - si compone di un corpo ad L con funzione principale di albergo.

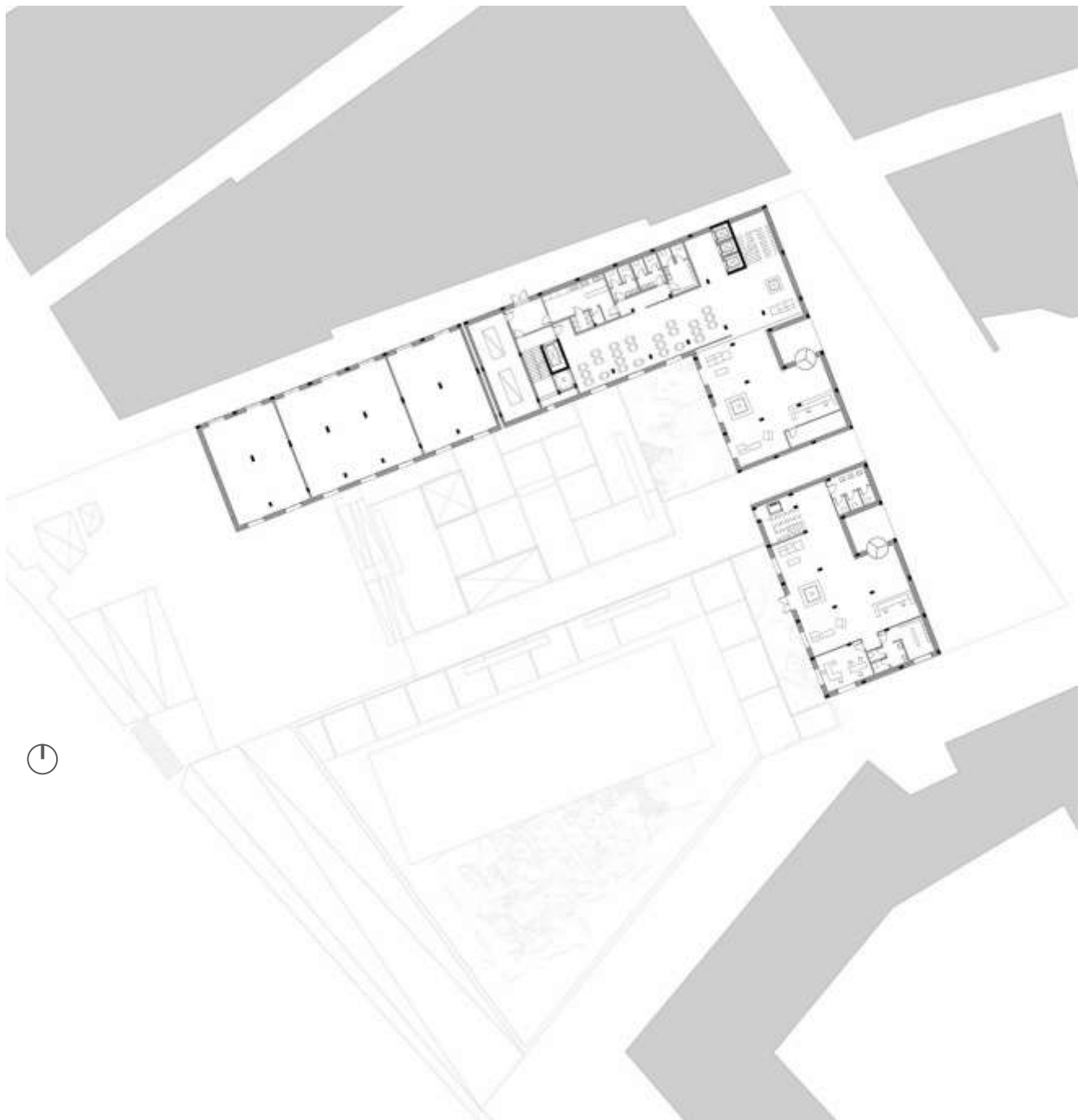
Il complesso connette due parti di città che si trovano a quote differenti: tra Via Giulia e il Lungotevere ci sono infatti circa 3 m di dislivello.

In occasione degli scavi archeologici - che hanno riportato alla luce diversi reperti - è stata realizzata una palificata di contenimento, che delimita l'area di progetto.

Alcuni dei resti - considerati di pregio e dunque da mantenere in loco - costituiscono un vincolo progettuale. Si tratta della porzione visibile nell'assonometria sottostante, in cui è stato necessario pensare ad appoggi puntuali tra i reperti per il braccio dell'edificio interessato.



ASSONOMETRIA DELL'AREA DI PROGETTO - PALIFICATA E REPERTI ARCHEOLOGICI

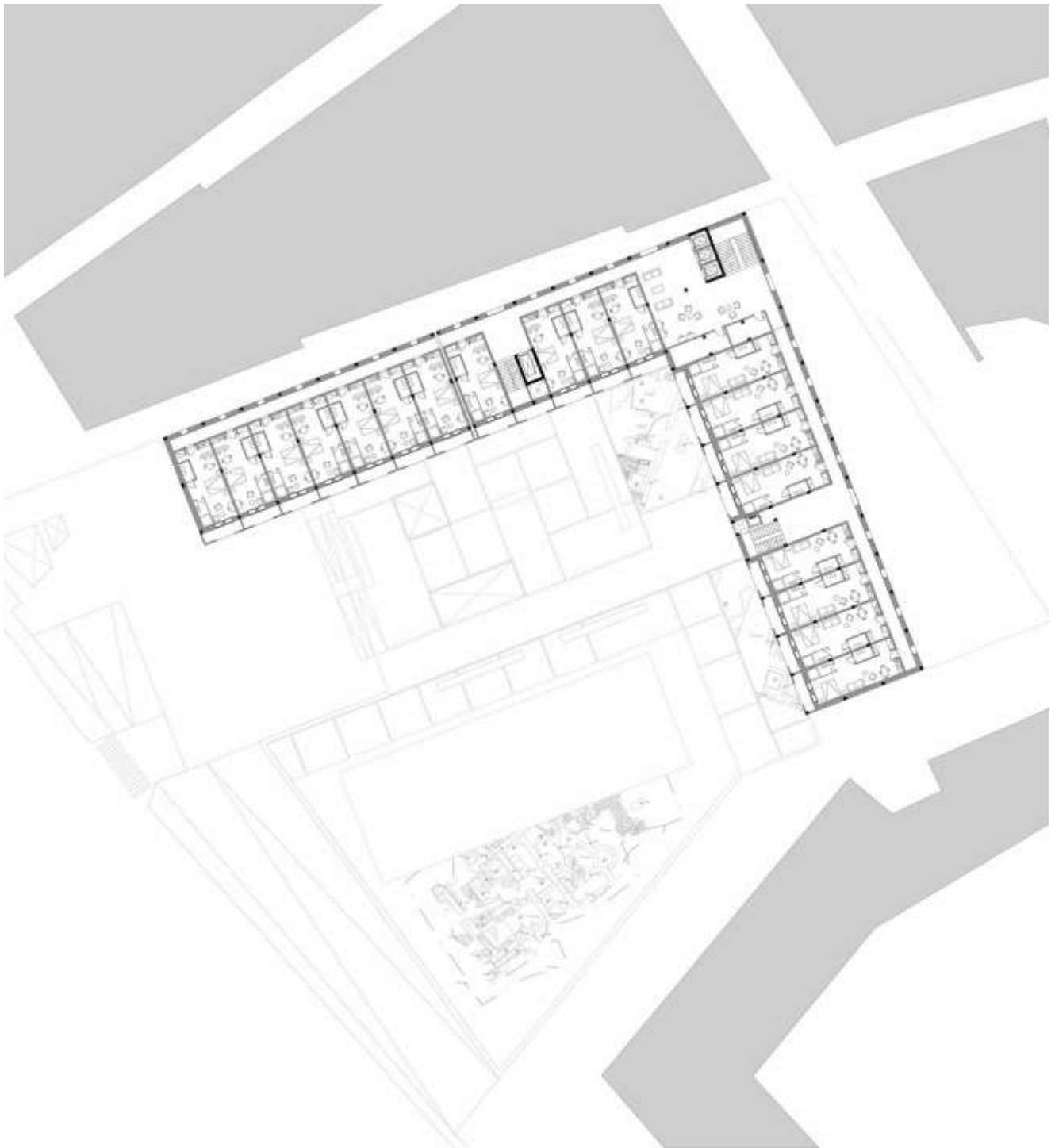


PLANIMETRIA PIANO TERRA - QUOTA + 0.00 (VIA GIULIA)

L'edificio presenta un'articolazione a forma di "L". Il braccio parallelo a via Giulia - in cui è presente l'ingresso principale - si articola in cinque piani fuori terra, mentre quello perpendicolare si articola in quattro piani fuori terra rispetto alla quota di via Giulia, ma ha un livello seminterrato alla quota dei reperti archeologici.

La planimetria mostra la distribuzione del piano terra alla quota di via Giulia. L'ingresso a Nord-Est è adibito a *hall* principale dell'hotel, dalla quale si raggiunge la zona colazione e gli ascensori per la distribuzione alle camere. La porzione a sud - staccata a questo piano dal resto del fabbricato - ospita, oltre ad un ulteriore ingresso alle camere ai piani superiori - la biglietteria e il *book-shop* per il percorso museale all'aperto tra i resti archeologici.

L'ala verso il Lungotevere presenta invece tre locali commerciali, accessibili da entrambi i lati dell'area e rivolti verso la piazza.



PLANIMETRIA QUOTA +3.70 m - DISTRIBUZIONE TIPO DELLE CAMERE

Le camere standard dell'hotel sono dei veri e propri mini-appartamenti, dotati di cucinino indipendente e servizi. Sul braccio perpendicolare a via Giulia sono presenti le camere doppie, mentre su via Giulia ci sono moduli più grandi, dove si possono ospitare dalle 2 alle 4 persone.

A partire dai moduli base, visibili in questa planimetria, è possibile mettere in comunicazione due camere vicine per ottenere un appartamento familiare, che ospita fino a 6 persone. Con la possibilità di mettere in comunicazione le camere, è possibile assecondare in modo versatile le diverse esigenze degli utenti.

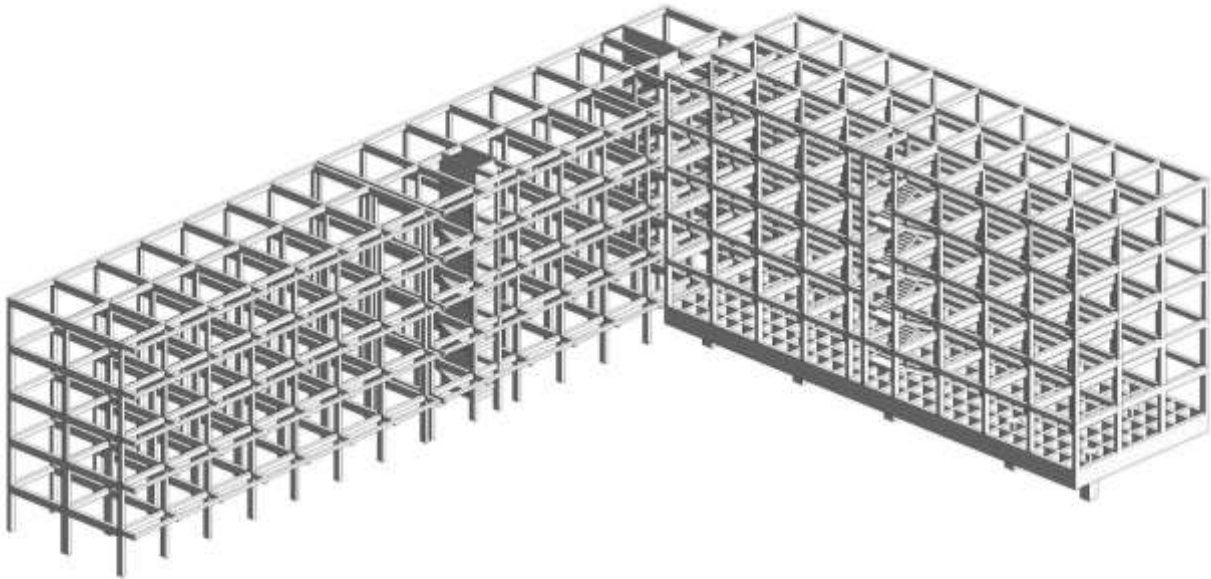
Sono presenti anche delle camere *suites*, che si costituiscono di due moduli standard e sono dotate di maggiori comfort e attrezzature di lusso.



## 2. TIPOLOGIA STRUTTURALE

La funzione alberghiera ha implicato la scelta di una struttura regolare, che consentisse una scansione di camere di metrature omogenee, a partire dalla ripetizione di un modulo base - coincidente con il passo strutturale. Le camere standard, descritte nel capitolo precedente, sono infatti costituite da un modulo, mentre le *suites* o gli appartamenti combinati sono costituiti da due o più moduli insieme. Questa organizzazione modulare consente la regolarità della distribuzione e allo stesso tempo una grande versatilità a livello di combinazione delle camere.

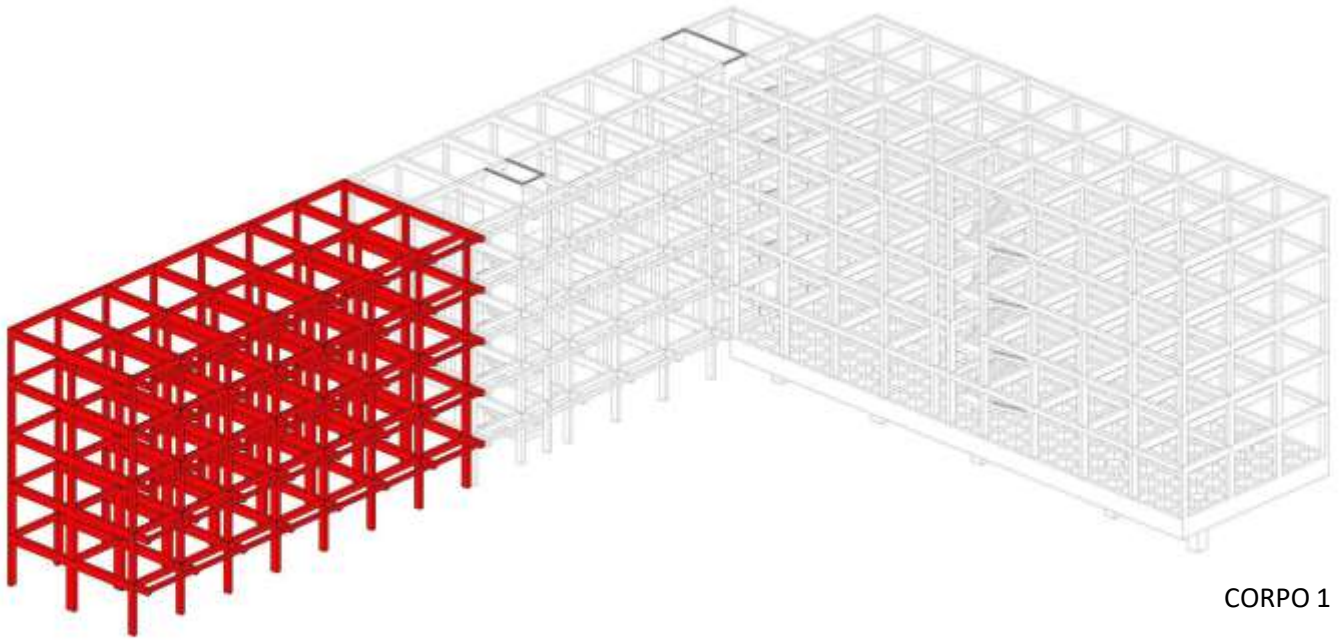
La tipologia strutturale adottata per questo progetto è quella dei telai piani in cemento armato, che ben si presta alle esigenze descritte. Per il braccio su via Giulia si è pensato inoltre ad una struttura a graticcio, sempre in cemento armato, per poter collocare un numero ridotto di appoggi tra i reperti archeologici, e ripartire poi in alzato con un passo strutturale regolare.



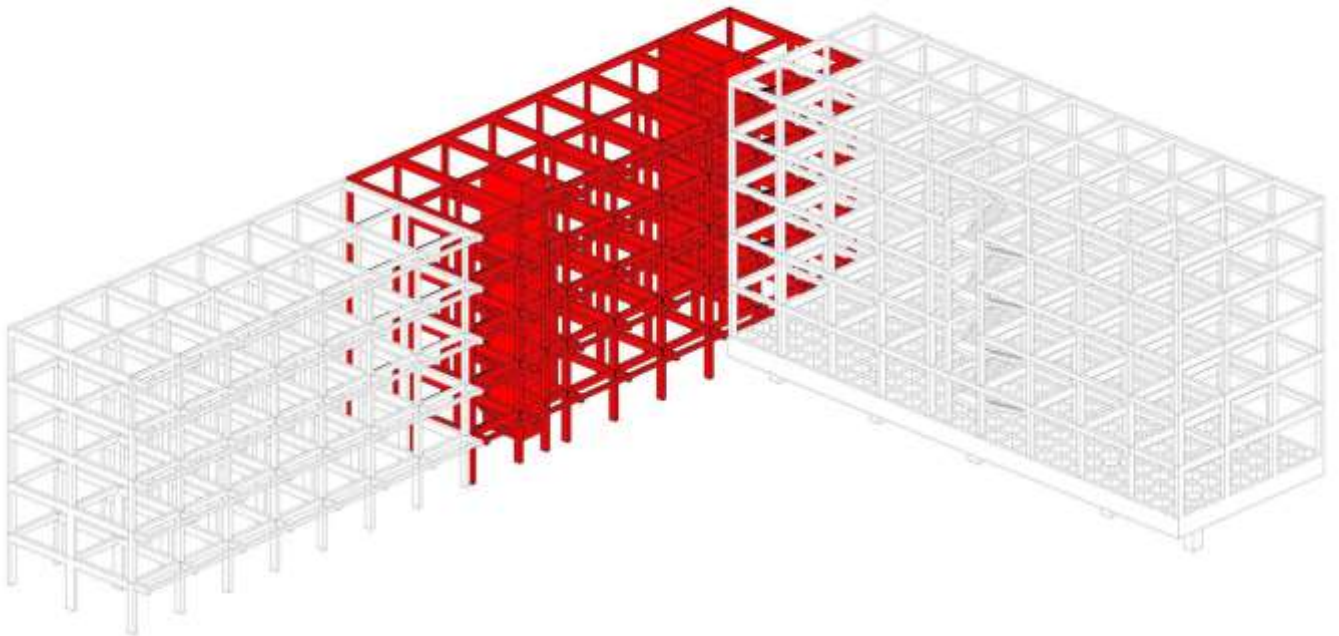
ASSONOMETRIA GENERALE

Il passo strutturale, dunque, detta la scansione delle camere d'albergo.

Il fabbricato ad L è stato suddiviso attraverso giunti strutturali in 3 corpi, poi studiati separatamente. La divisione, oltre a rispettare il rapporto 4:1 tra i lati, è stata effettuata in modo tale da avere sistemi più regolari possibile, adattandosi alle diverse esigenze distributive interne e alle tipologie di terreno presenti, in quanto una porzione consistente è interessata dalla presenza dei resti archeologici.

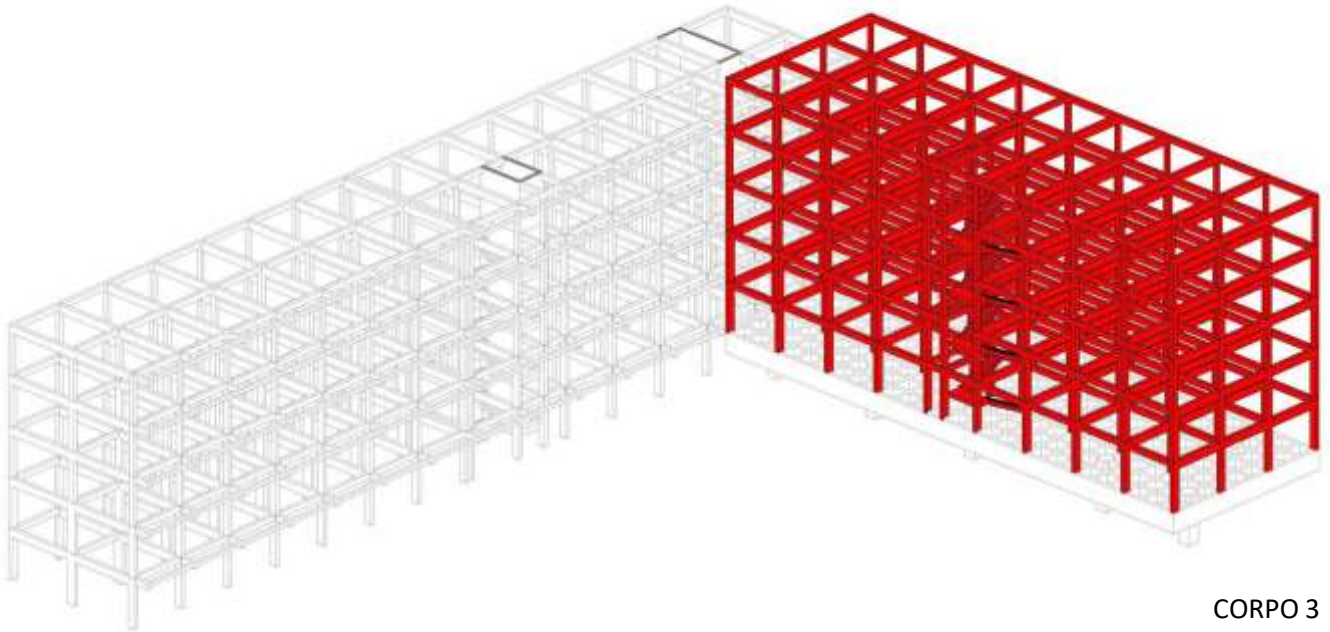


CORPO 1

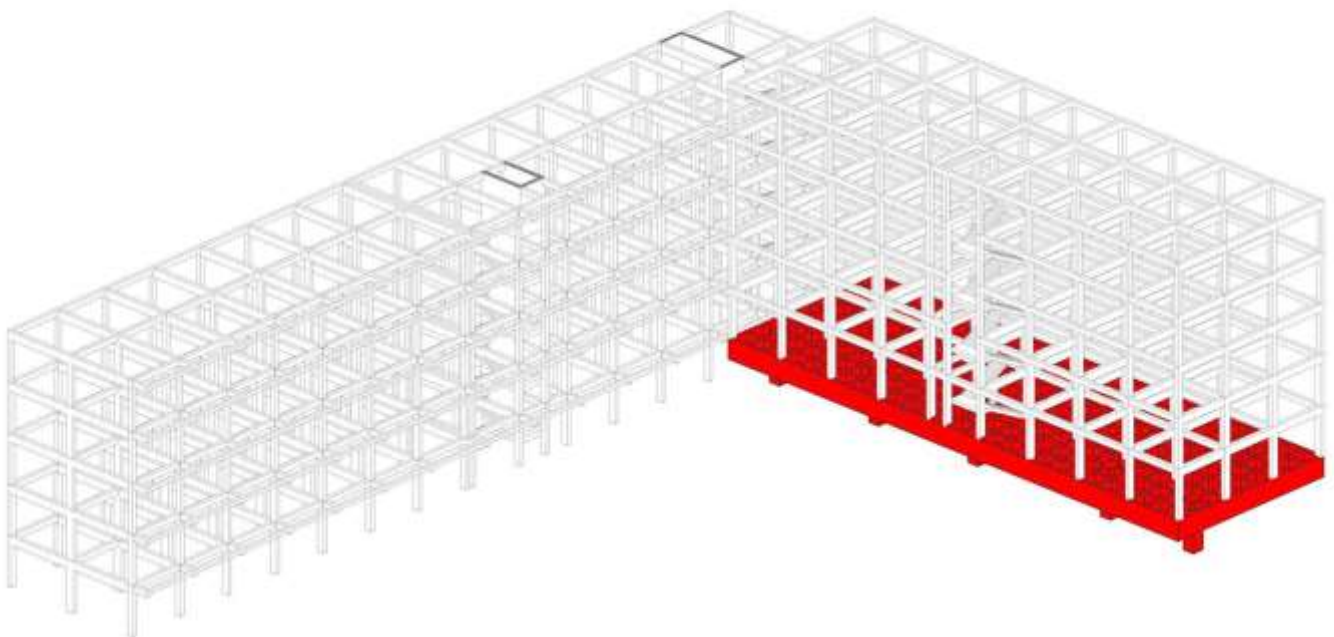


CORPO 2





CORPO 3



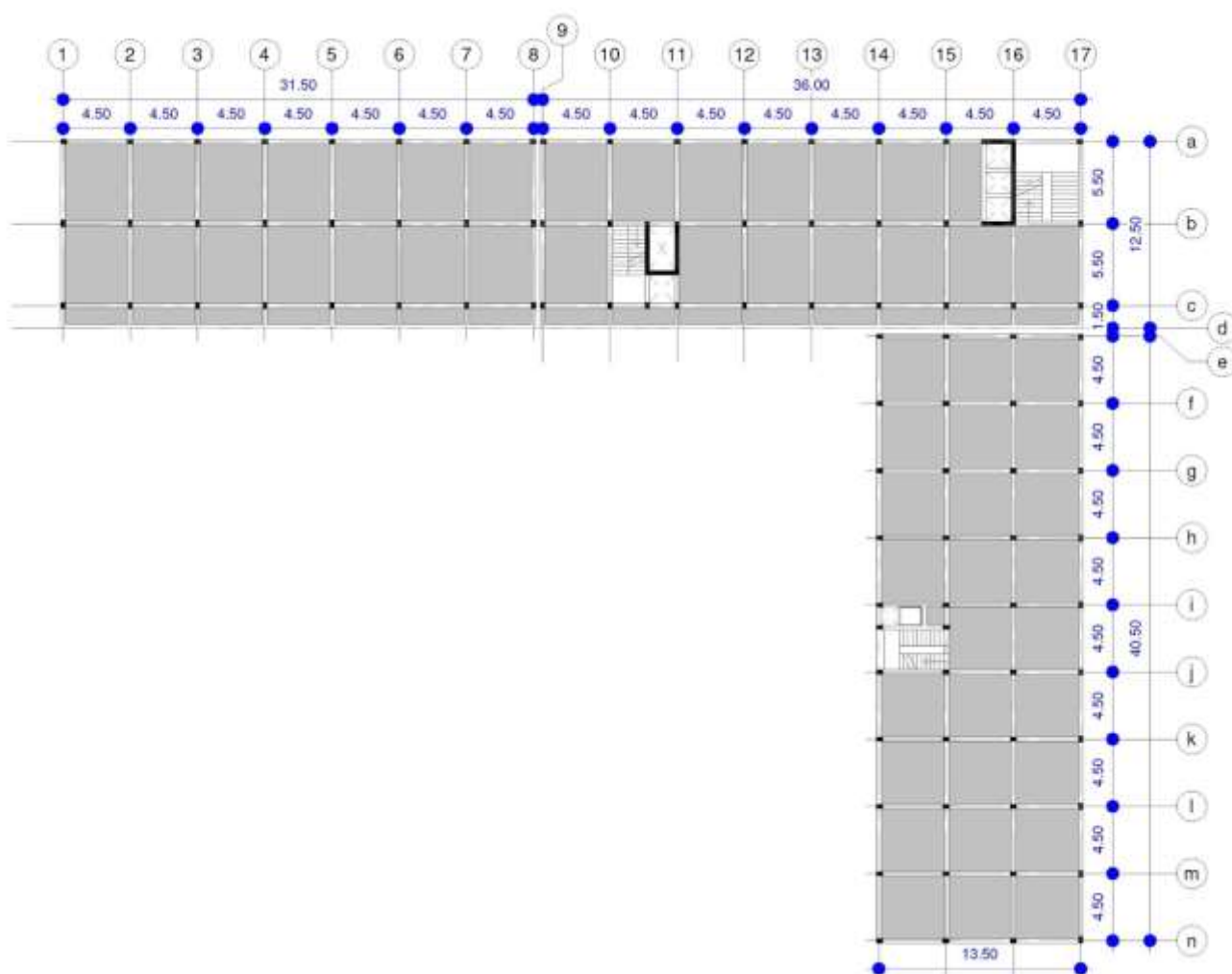
GRATICCIO

Il **corpo 1** presenta un passo strutturale regolare di 4,5 m e non è dotato di vani scala/ascensore, in quanto è servito da quelli presenti nel corpo 2.

Il **corpo 2**, infatti, ha due vani scala/ascensore verso le estremità, che distribuiscono tutte le camere del braccio ortogonale a via Giulia. Il passo strutturale prosegue anche qui ogni 4,50 m e su entrambi i corpi è presente un aggetto di 1,5 m - sul lato della piazza interna - adibito a balcone per le camere. Il posizionamento dei setti portanti in cemento armato ha risposto, oltre alle esigenze distributive, anche alla necessità di una adeguata distribuzione delle rigidità sugli impalcati.

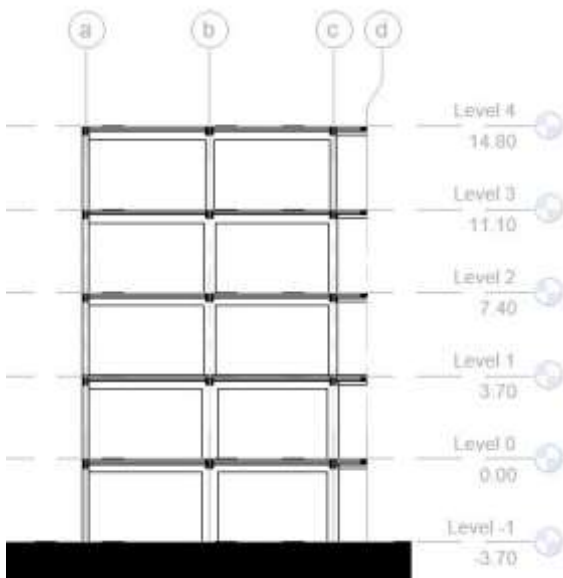
Il **corpo 3** - che si sviluppa lungo via Giulia - è dotato di un vano scala/ascensore - dalla tecnologia leggera, illustrata nella pagina successiva - collocato in posizione centrale e adibito alla distribuzione delle *suites* e degli appartamenti combinabili, di cui è prevalentemente composta questa parte di edificio. Qui la struttura è basata su un passo di 4,5 m in entrambe le direzioni, definendo maglie quadrate che si impostano sul graticcio.

In tutti e tre i corpi, i pilastri in facciata, corrispondenti ai corridoi di distribuzione, sono disposti con il lato maggiore nella stessa direzione della parete di tamponamento, per evitare sporgenze nelle vie di fuga.



PIANTA DI CARPENTERIA GENERALE - QUOTA +3.70 m

I corpi 1 e 2 - come visibile nella sezione di seguito - sono dotati di uno sbalzo di 1,5 m sul lato della piazza, che ospita dei balconi di pertinenza di ciascuna camera. Il corpo 3 invece è privo di parti in aggetto, ma i moduli delle camere offrono metrature più ampie.

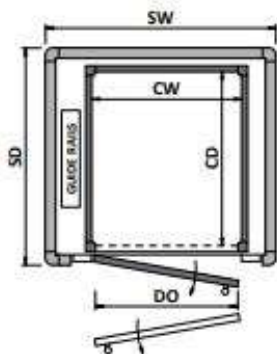
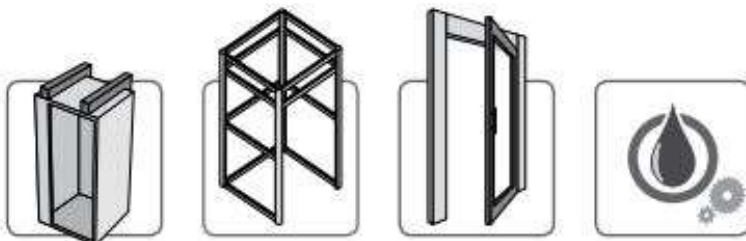


Sezione trasversale Corpo 1

Il corpo 3 è stato studiato per fare in modo che la struttura del vano ascensore non gravi eccessivamente sulle travi del graticcio. Infatti, a causa della presenza dei reperti archeologici, non è possibile far arrivare alla quota del terreno il vano ascensore, interrompendo la maglia del graticcio. Dovendo dunque scaricare anch'esso il peso sulle travi del graticcio, è stata individuata una soluzione tecnologica piuttosto leggera.

Si tratta di un castelletto ascensore della DomusLift, che offre una grande flessibilità applicativa e un interessante contributo estetico al progetto.

## DOMUSLIFT Aluminium



1C	1C/1	1C/2	1C/3	1C/4	1C/5	1C/6	1C/7	1C/8	1C/12
CW	830	830	830	1030	1030	1030	830	1130	1030
CD	830	1030	1300	1300	1030	830	1200	1400	1400
SW	1330	1330	1330	1530	1530	1530	1330	1630	1530
SD	1070	1270	1570	1570	1270	1070	1470	1660	1660
DO	750	750	750	950	950	950	750	900	950
kg max	300	300	340	400	340	340	300	400	400
♿ max	👤👤👤	👤👤👤	♿👤👤👤	♿👤👤👤👤	👤👤👤	👤👤👤	♿👤👤👤	♿👤👤👤👤	♿👤👤👤

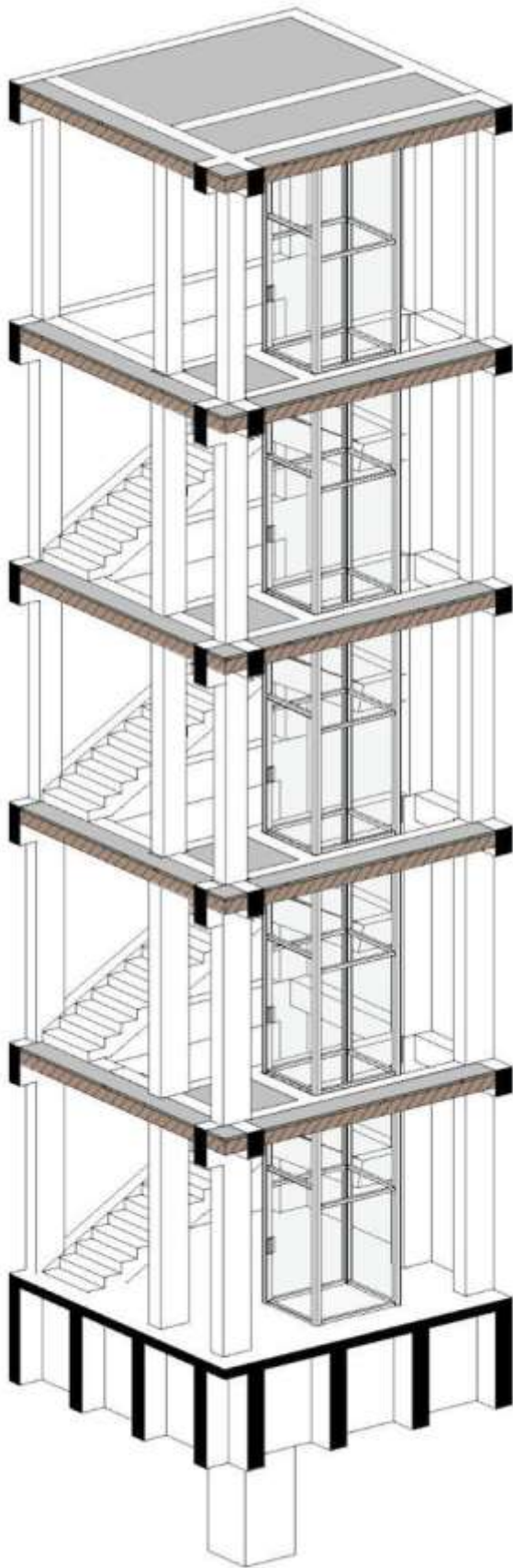
L'incastellatura in alluminio anodizzato, leggera e resistente, consente di collocare l'ascensore sulle travi del graticcio, vincolandolo nei piani superiori alle travi o ai solai. La struttura infatti è autoportante, ma necessita di essere ancorata agli elementi strutturali dell'edificio, per garantire la sua stabilità ed evitare il ribaltamento. Dalle immagini si evince la tecnologia del corpo ascensore. Si è scelta la soluzione vetrata, per offrire una vista panoramica sulla piazza, conferendo anche una grande qualità architettonica alla zona di attesa.

L'incastellatura in alluminio non necessita di alcun trattamento superficiale, non si deforma, non richiede manutenzione e non deperisce col tempo anche se esposta alle intemperie.

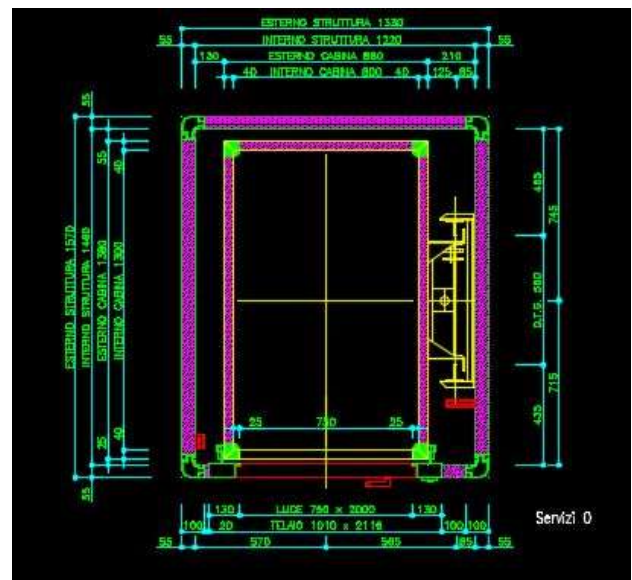


IMMAGINI DI SOLUZIONI MESSE IN OPERA TRATTE DAL CATALOGO DOMUS LIFT





STRALCIO PIANTA CORPO 3



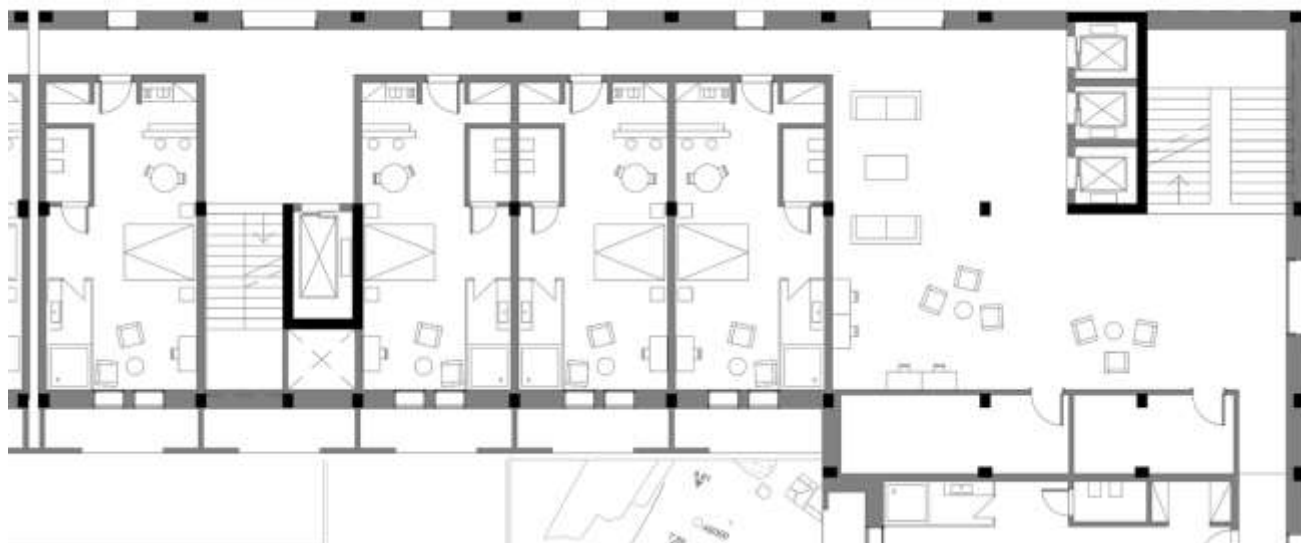
DETTAGLIO DAL CATALOGO DOMUSLIFT

SPACCATO ASSONOMETRICO CORPO 3 - ASCENSORE





Il corpo 2, come detto, ospita i vani scala/ascensore per la distribuzione delle camere di tutto il braccio ortogonale a via Giulia. E' stata scelta una soluzione strutturale a setti portanti per i vani ascensori. Si era pensato ad una soluzione senza setti, in quanto non strettamente necessari da un punto di vista strutturale. Tuttavia a livello di realizzazione sarebbe stato più complicato realizzare una gabbia ascensore con travi e pilastri in cemento armato, per via della vicinanza al corpo scale e alle implicazioni a livello tecnologico. Si è dunque optato per il mantenimento dei setti, che portano anche parte delle scale, progettate con travi a ginocchio.



STRALCIO PIANTA CORPO 2

### 3. MATERIALI

Di seguito sono riportate le caratteristiche dei materiali adottati nel progetto.

#### CALCESTRUZZO

Classe C35/45

- Compressione

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$  Resistenza caratteristica cubica a compressione dopo 28 gg

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$  Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43 \text{ N/mm}^2$  Resistenza media cilindrica a compressione

$f_{cd} = \text{acc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 35 / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2$  Resistenza di calcolo a compressione

$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0,3} = 34077 \text{ N/mm}^2$  Modulo elastico

Classe C50/60

- Compressione

$R_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$  Resistenza caratteristica cubica a compressione dopo 28 gg

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$  Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 58 \text{ N/mm}^2$  Resistenza media cilindrica a compressione

$f_{cd} = \text{acc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 50 / 1,5 = 28,3 \text{ N/mm}^2$  Resistenza di calcolo a compressione

$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0,3} = 37277 \text{ N/mm}^2$  Modulo elastico

#### ACCIAIO

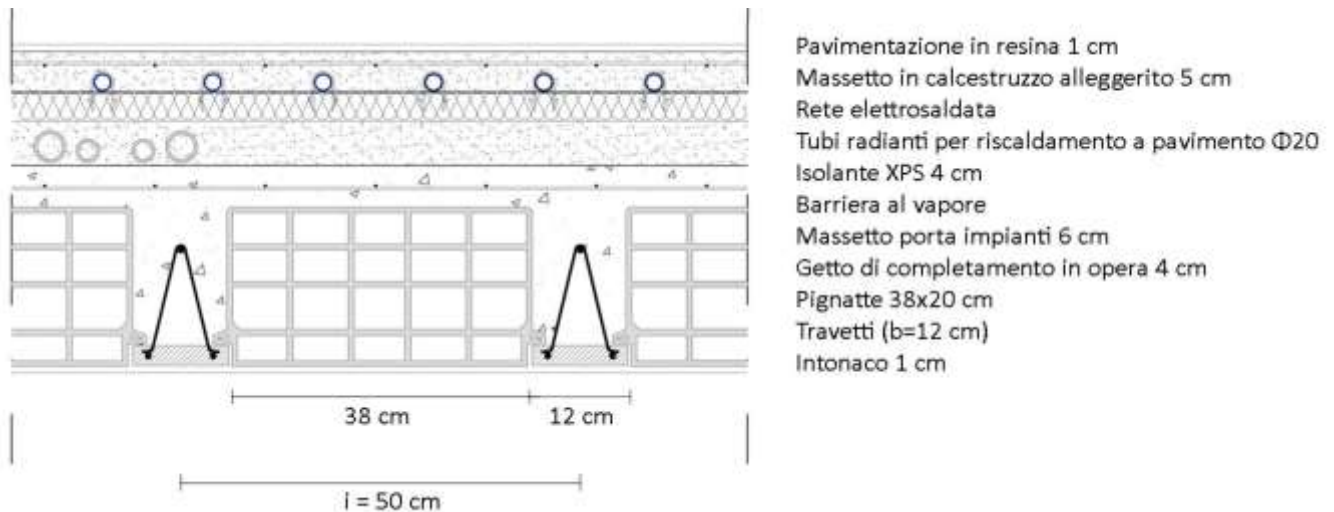
B450c – barra ad aderenza migliorata

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$  Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$  Tensione di snervamento di progetto

$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$  Modulo elastico

## 4. ANALISI DEI CARICHI



Il solaio tipo - rappresentato in sezione - si riferisce ai piani interni del complesso alberghiero. Ai fini di questo studio, tuttavia, sarà considerato come unica tipologia di solaio e quindi riferito anche ai livelli di copertura (che saranno poi progettati con una stratigrafia opportuna, con una pavimentazione adatta agli ambienti esterni e con un adeguato isolamento).

Una volta stabilita la stratigrafia del solaio, è stata effettuata l'analisi dei carichi, per determinare il valore del carico strutturale  $Q_s$  ( $\text{kN/m}^2$ , dovuto al peso proprio degli elementi che svolgono una funzione portante), del sovraccarico permanente  $Q_p$  ( $\text{kN/m}^2$ , dovuto al peso proprio degli elementi che gravano sulla struttura portante per il suo intero periodo di vita, ma che non svolgono un ruolo strutturale), e del sovraccarico accidentale  $Q_a$  ( $\text{kN/m}^2$ , carichi variabili nel tempo che possono anche non verificarsi per l'intera vita di una costruzione e, tra questi, ci sono anche i carichi di esercizio, legati alla funzione dell'edificio).

Partendo dall'analisi del solaio è stato calcolato il peso a metro quadro di ogni elemento tecnologico moltiplicando il suo peso specifico (espresso in  $\text{kN/m}^3$ ) per la quantità di volume di quel materiale contenuta in un metro quadrato di solaio (espressa in  $\text{m}^3/\text{m}^2$ ).

Come carico strutturale è stato considerato quello dovuto al peso dei travetti, della soletta e delle pignatte (sono elementi di alleggerimento e non hanno una funzione strutturale, ma il loro peso è stato incluso nel carico strutturale).

Il sovraccarico permanente comprende invece il peso dell'intonaco, del massetto di livellamento, della pavimentazione, del controsoffitto, degli impianti (che vengono tenuti in considerazione con una "incidenza" forfettaria di  $0,5 \text{ kN/m}^2$ ), dei tramezzi divisorii interni all'edificio (considerati forfettariamente come  $1 \text{ kN/m}^2$ , in quanto la distribuzione e la quantità dei tramezzi spesso cambia nel corso della vita di una costruzione).

Solaio Tipo										
Carichi										
		Materiale	Interasse	numero in 1m	Peso specifico kN/m3	Spessore/altezza m	Larghezza	Lunghezza	Peso kN/m <sup>2</sup>	Peso kN
Q <sub>s</sub>	Travetti	Cls armato	0,5	2,00	25	0,20	0,12	1	1,20	0,60
	Soletta	Cls armato			25	0,04			1	
	Pignatte	Laterizio	0,5	2,00	8	0,2	0,38	1	1,22	0,61
									<b>3,42</b>	
Q <sub>p</sub>	Pavimento	Resina				0,005			0,10	
	Massetto	Cls alleggerito			14	0,05			0,70	
	Isolante	XPS			0,31	0,04			0,01	
	Massetto impianti	Cls			16	0,06			0,96	
	Finitura	intonaco				0,015			0,30	
	Impianti								0,50	
	Tramezzi								1,00	
									<b>3,57</b>	

Il sovraccarico accidentale, infine, comprende il carico legato alla destinazione d'uso dell'edificio. Dalla NTC 2008 (*Capitolo 3 Azioni sulle costruzioni*, Tabella 3.1.II) risulta che gli ambienti ad uso residenziale - tra cui l'albergo, oggetto di studio - hanno  $Q_a = 2 \text{ kN/m}^2$ .

Per i balconi e le coperture praticabili, invece,  $Q_a = 4 \text{ kN/m}^2$ , in quanto ambienti suscettibili di affollamento.

Il carico totale a metro quadro sul solaio deriva da una combinazione di carico.

La normativa, infatti, impone l'utilizzo di coefficienti moltiplicativi (di sicurezza) dei singoli carichi, che forniscono il carico totale come una COMBINAZIONE DI CARICO, così espressa:

$$Q_{tot} [kN/m^2] = \gamma_{G1} Q_s + \gamma_{G2} Q_p + \gamma_{Q1} Q_a$$

I valori dei coefficienti moltiplicativi sono riportati in normativa in base allo stato limite che si intende considerare.

Per il calcolo del carico totale, finalizzato al predimensionamento di travi, sbalzi e pilastri si farà riferimento allo Stato Limite Ultimo, in particolare alla combinazione fondamentale, per la quale i coefficienti  $\gamma_{G1}$ ,  $\gamma_{G2}$ ,  $\gamma_{Q1}$  valgono rispettivamente 1,3 ; 1,5 ; 1,5 nel caso sfavorevole.

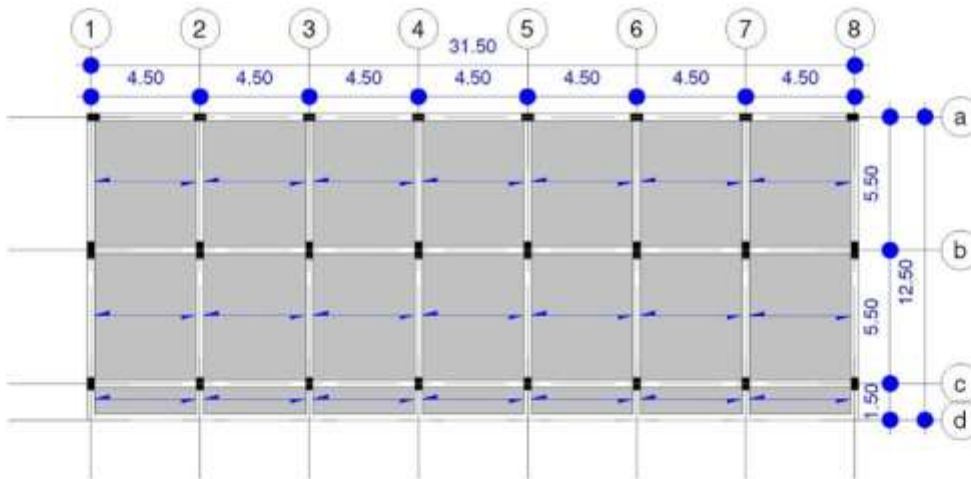
Per la verifica di deformabilità degli sbalzi, si farà invece riferimento allo Stato Limite di Esercizio, in particolare alla combinazione Reversibile, in cui:

$$Q_e = Q_s + Q_p + \psi_{11} Q_a$$

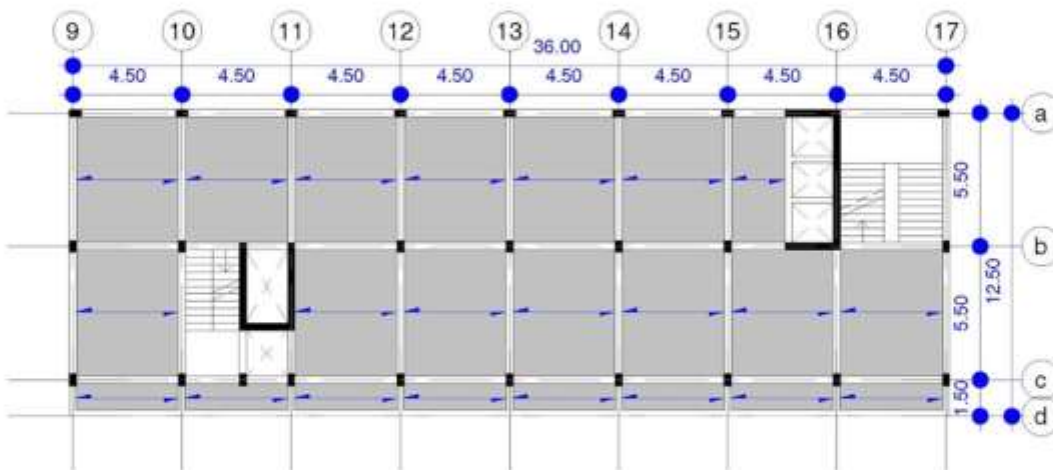
Il coefficiente  $\psi_{11}$  vale 0,5 per la funzione alberghiera.



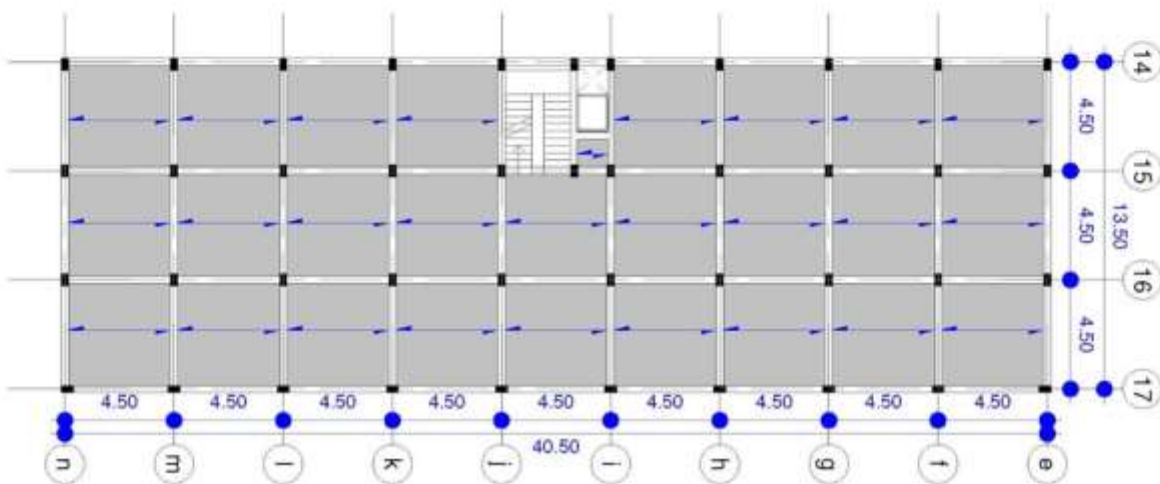
## 5. PREDIMENSIONAMENTO



PLANIMETRIA CORPO 1



PLANIMETRIA CORPO 2



PLANIMETRIA CORPO 3

- *Dimensionamento delle travi inflesse*

Il metodo di progetto consiste nell'imporre che la tensione massima della trave sia uguale alla tensione di progetto del materiale, definita dalla normativa, andando a determinare l'altezza della sezione della trave. Per questa fase di dimensionamento, si fa riferimento al modello di una trave doppiamente appoggiata, il cui momento massimo - nella sezione di mezzera - vale  $M_{max} = ql^2/8$ .

Per ciascuna delle strutture è stata per prima cosa individuata la trave più sollecitata, con il relativo interasse e luce. Il carico lineare agente sulla trave ( $Q_u$ ) è stato ottenuto moltiplicando il carico totale incidente su un metro quadro di solaio per l'interasse della trave in esame. La combinazione di carico, come detto, è quella fondamentale dello Stato Limite Ultimo.

A questo punto è stato calcolato il momento massimo di progetto, con il modello di trave doppiamente appoggiata.

Per il progetto delle strutture a telai piani in cemento armato è stato scelto l'acciaio B450C - con resistenza caratteristica  $f_{yk} = 450$  MPa - ed il calcestruzzo ordinario C35/45 - con resistenza caratteristica  $f_{ck} = 35$  MPa. Scelte le resistenze caratteristiche, è possibile ricavare da queste la tensione di progetto dei due materiali:

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  dove  $\gamma_s = 1,15$  (coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio)
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  dove  $\alpha_{cc} = 0,85$  (coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata) e  $\gamma_c = 1,5$  (coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo)

Noti il momento massimo, i valori delle tensioni di progetto e fissando le dimensioni della base della trave ( $b$ ), si ricava il valore di altezza utile della sezione:

$h_u = r \sqrt{M_{max}/b}$ ; dove  $r = \sqrt{2 / (f_{cd} (1 - \beta / 3) \beta)}$  e  $\beta = (f_{cd} / (f_{cd} + f_{yd}/n))$ .

Dal valore  $h_u$  si trova poi quello dell'altezza minima della sezione ( $H_{min} = h_u + \delta$ ; dove  $\delta$  è il copriferro), che viene successivamente ingegnerizzato ( $H$ ), portando l'altezza alla decina subito superiore al valore minimo trovato.

E' stato inoltre calcolato il peso proprio della trave (kN/m) - a partire dal peso specifico del calcestruzzo armato pari a  $25 \text{ kN/m}^3$  - per verificare che la sezione scelta sia in grado di portare i carichi precedentemente indicati e il peso proprio dell'intera trave. Quindi al carico totale  $Q_u$  è stato aggiunto il peso proprio della trave moltiplicato per il fattore di sicurezza 1,3. E' stato così verificato che la nuova altezza minima, risultante dall'aggiunta del peso proprio della trave, fosse minore dell'altezza  $H$  precedentemente ingegnerizzata.

## CORPI 1 - 2

-*Tipologia Costruttiva:*

telai piani in cemento armato

-*Materiali:*

acciaio B450 C

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

calcestruzzo C35/45

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19,83 \text{ N/mm}^2$$

-*Carico totale sul solaio*

$$Q_{tot} = Q_s \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5$$

$$Q_{tot} = 12,8 \text{ kN/m}^2$$

-*Trave principale più sollecitata:*

luce

$$l = 5,5 \text{ m}$$

interasse

$$i = 4,50 \text{ m}$$

$$Q_u = Q_{tot} \times i$$

$$Q_u = 57,60 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = q l^2 / 8$$

$$M_{max} = 217,82 \text{ kN/m}$$

**base**

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$H_{min} = h_u + \delta$$

$$H_{min} = 44,50 + 5,00 = 49,50 \text{ cm}$$

**H ingegnerizzata**

$$H = 60 \text{ cm}$$

peso unitario trave

$$p = 4,50 \text{ kN/m}$$

→ **TRAVI PRINCIPALI 30x60 cm**

-*Trave secondaria più sollecitata:*

luce

$$l = 4,5 \text{ m}$$

interasse

$$i = 1 \text{ m}$$

$$Q_u = Q_{tot} \times i$$

$$Q_u = 12,80 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = q l^2 / 8$$

$$M_{max} = 32,40 \text{ kN/m}$$

**base**

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$H_{min} = h_u + \delta$$

$$H_{min} = 17,16 + 5,00 = 22,16 \text{ cm}$$

**H ingegnerizzata**

$$H = 40 \text{ cm}$$

peso unitario trave

$$p = 3,00 \text{ kN/m}$$

→ **TRAVI SECONDARIE 30x40 cm**

### CORPO 3

-*Tipologia Costruttiva:*

telai piani in cemento armato

-*Materiali:*

acciaio B450 C  
calcestruzzo C35/45

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$       $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$       $f_{cd} = 19,83 \text{ N/mm}^2$

-*Carico totale sul solaio*

$Q_{tot} = Q_s \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5$

$Q_{tot} = 12,8 \text{ kN/m}^2$

-*Trave principale più sollecitata:*

luce

$l = 4,5 \text{ m}$

interasse

$i = 4,50 \text{ m}$

$Q_u = Q_{tot} \times i$

$Q_u = 57,60 \text{ kN/m}$

$M_{max} = q l^2 / 8$

$M_{max} = 145,81 \text{ kNm}$

**base**

**$b = 30 \text{ cm}$**

$H_{min} = h_u + \delta$

$H_{min} = 36,41 + 5,00 = 41,41 \text{ cm}$

**H ingegnerizzata**

**$H = 60 \text{ cm}$**

peso unitario trave

$p = 4,5 \text{ kN/m}$

→ **TRAVI PRINCIPALI 30x60 cm**

-*Trave secondaria più sollecitata:*

luce

$l = 4,5 \text{ m}$

interasse

$i = 1 \text{ m}$

$Q_u = Q_{tot} \times i$

$Q_u = 12,80 \text{ kN/m}$

$M_{max} = q l^2 / 8$

$M_{max} = 32,40 \text{ kN/m}$

**base**

**$b = 30 \text{ cm}$**

$H_{min} = h_u + \delta$

$H_{min} = 17,16 + 5,00 = 22,16 \text{ cm}$

**H ingegnerizzata**

**$H = 40 \text{ cm}$**

peso unitario trave

$p = 3,00 \text{ kN/m}$

→ **TRAVI SECONDARIE 30x40 cm**

- Dimensionamento delle travi a sbalzo

In questo caso si ricava l'altezza minima della sezione uguagliando la tensione massima nella trave ( $\sigma_{max}$ ) a quella di progetto del materiale ( $f_d$ ).

Lo schema statico di riferimento è quello di una mensola e il momento massimo - nella sezione di incastro - vale  $M_{max} = ql^2/2$ .

Dopo aver dimensionato la sezione, è necessario effettuare la verifica a deformabilità, controllando l'abbassamento massimo dell'elemento strutturale in rapporto alla sua luce.

La verifica - allo Stato Limite di Esercizio - prevede il calcolo del carico secondo la combinazione frequente in cui è necessario inserire il valore del peso proprio dell'elemento strutturale.

conoscendo il valore del modulo elastico del materiale E e quello del momento di inerzia della sezione  $I_x$  è possibile calcolare lo spostamento massimo  $v_{max}$

$$v_{max} = \frac{q_e l^4}{8 E I_x}$$

e verificare che il rapporto tra la luce della trave e il suo spostamento massimo sia maggiore di 250, come imposto dalla normativa in base al tipo di elemento strutturale considerato.

## EDIFICI 1-2

-Tipologia Costruttiva:

telai piani in cemento armato

-Materiali:

acciaio B450 C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

calcestruzzo C35/45

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = 19,83 \text{ N/mm}^2$

-Carico totale sul solaio

$Q_{tot} = Q_s \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5$

$Q_{tot} = 12,8 \text{ kN/m}^2$

-Sbalzo:

luce

$l = 1,5 \text{ m}$

interasse

$i = 4,50 \text{ m}$

$Q_u = Q_{tot} \times i$

$Q_u = 57,60 \text{ kN/m}^2$

$M_{max} = ql^2/2$

$M_{max} = 64,81 \text{ kNm}$

**base**

**b = 30 cm**

$H_{min} = h_u + \delta$

$H_{min} = 24,27 + 5,00 = 29,27 \text{ cm}$

**H ingegnerizzata**

**H = 40 cm**

peso unitario trave

$p_{sbalzo} = 3,00 \text{ kN/m}$

### → TRAVI 30x40 cm

-Verifica deformabilità:

$Q_e = (Q_s + Q_p + Q_a \times 0,5) \times i + p_{sbalzo}$

$Q_e = 38,96 \text{ kN/m}$

E

$34077 \text{ N/mm}^2$

$I_x = bh^3/12$

$160000 \text{ cm}^4$

$v_{max} = Q_e l^4 / 8 E I_x$

0,05 cm

$l / v_{max} > 250$

$3317,68 > 250$  verificata



## - Dimensionamento dei pilastri

E' necessario definire un'area di progetto e un momento di inerzia minimo di progetto. Dunque si ricava l'area di influenza del pilastro maggiormente sollecitato, cioè quello del pian terreno sul quale gravano i carichi dei piani superiori. Per calcolare il valore dello sforzo normale di compressione  $N$  è stato moltiplicato il carico - dovuto al peso proprio delle travi che si poggiano in testa al pilastro e quello dovuto al solaio - per il numero dei piani e per la relativa area di influenza.

Una volta ricavata la forza agente sul pilastro, a partire dalla resistenza del materiale, si determina l'area minima necessaria affinché il materiale non entri in crisi.

A questo punto si calcola il raggio d'inerzia minimo che permette di ricavare la base minima della sezione.

Dopo aver determinato il valore del modulo di elasticità  $E$ , il valore di  $\beta$  - che dipende dai vincoli a cui è soggetto il pilastro - e  $l$ , l'altezza del pilastro, si calcola il massimo valore di snellezza ( $\lambda_{max}$ ) che può avere l'elemento che stiamo dimensionando e il minimo valore del raggio di inerzia ( $\rho_{min}$ ).

$$\lambda_{max} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{cd}}} \quad e \quad \rho_{min} = \frac{l_0}{\lambda_{max}}$$

Ma:

$$\rho_{min} = \sqrt{\frac{1}{12}} b$$

Si determinano quindi il valore minimo della base della sezione e si trova il valore dell'altezza - successivamente ingegnerizzati.

$$b = 2\sqrt{3}\rho_{min} \quad h = \frac{A_{min}}{b}$$

Si ricavano dunque l'**area di progetto** della sezione e il **momento di inerzia di progetto** della sezione.

Bisogna poi considerare che il pilastro è sottoposto a presso-flessione, in quanto il nodo a incastro tra trave e pilastro trasmette momento. Infatti il valore del momento che si trova in testa al pilastro corrisponde al valore del momento agente sull'estremo della trave.

Per verificare il pilastro a presso-flessione si deve imporre che la tensione massima sia minore della resistenza di progetto:  $\sigma_{max} \leq f_{cd}$

La tensione massima può essere calcolata in funzione delle due sollecitazioni agenti sul pilastro: lo sforzo normale di compressione  $N$  e il momento  $M$  trasmesso dalla trave al pilastro:

$$\sigma_{max} = N/A + M/W_{max}$$

Si può assumere per una prima verifica il valore del momento in testa al pilastro, poiché è equivalente al valore del momento nell'estremo della trave, vale:  $M = ql^2/12$

( $q$  rappresenta il carico distribuito sulla trave principale, cioè la combinazione allo SLU dei carichi strutturali, permanenti e accidentali moltiplicati per l'interasse delle travi principali)

Ultimo dato necessario per arrivare alla tensione massima è il modulo di resistenza a flessione

$$W_{max} = bh^2/6$$

## EDIFICI 1 - 2

-Tipologia Costruttiva:

telai piani in cemento armato

-Materiali:

acciaio B450 C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

calcestruzzo C35/45

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = 19,83 \text{ N/mm}^2$

-Carico totale sul solaio

$Q_{tot} = Q_s \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5$

$Q_{tot} = 12,80 \text{ kN/m}^2$

-Pilastro più sollecitato:

Viene aggiunto il carico strutturale delle travi dimensionate

$Q_{travi} = (P_{trave,p} \times interasse + P_{trave,s} \times interasse) \times 1,3$

58,50 kN

$Q_{solaio} = Q_{tot} \times \text{area influenza}$

316,82 kN

$Q_u = Q_{solaio} + Q_{travi}$

375,32 kN

LIVELLI 1-2

$N = Q_u \times n^\circ \text{ piani}$

1876,62 kN

$A_{min} = N / f_{cd}$

946,2 cm<sup>2</sup>

### PILASTRI 30x50 cm

LIVELLI 3-4

$N = Q_u \times n^\circ \text{ piani}$

kN

$A_{min} = N / f_{cd}$

946,2 cm<sup>2</sup>

### PILASTRI 30x40 cm

LIVELLO 5

$N = Q_u \times n^\circ \text{ piani}$

kN

$A_{min} = N / f_{cd}$

946,2 cm<sup>2</sup>

### PILASTRI 30x30 cm

### EDIFICIO 3

-Tipologia Costruttiva:

telai piani in cemento armato

-Materiali:

acciaio B450 C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

calcestruzzo C35/45

$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = 19,83 \text{ N/mm}^2$

-Carico totale sul solaio

$Q_{tot} = Q_s \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5$

$Q_{tot} = 12,80 \text{ kN/m}^2$

-Pilastro più sollecitato:

Viene aggiunto il carico strutturale delle travi dimensionate

$Q_{travi} = (P_{trave,p} \times interasse + P_{trave,s} \times interasse) \times 1,3$

43,88 kN

$Q_{solaio} = Q_{tot} \times \text{area influenza}$

259,22 kN

$Q_u = Q_{solaio} + Q_{travi}$

303,1 kN

$N = Q_u \times n^\circ \text{ piani}$

1515 kN

$A_{min} = N / f_{cd}$

764,1  $\text{cm}^2$

E

34077  $\text{N/mm}^2$

$\beta$

1

l

3,70 m

$\lambda_{max} = \pi \sqrt{E \times f_{cd}}$

130,22

$\rho_{min} = l_0 / \lambda_{max}$

2,84 cm

$b_{min} = 2\sqrt{3} \rho_{min}$

9,84 cm

$h_{min} = A_{min} / b$

19,10 cm

**Base**

40 cm

**Altezza**

50 cm

- Verifica a presso-flessione

$\sigma_{max} = N/A + M/W_{max}$

13,41  $\text{N/mm}^2$

$\sigma_{max} \leq f_{cd}$

verificato

## 6. MODELLAZIONE 3D

SAP 2000 è il programma che è stato usato per effettuare le analisi delle strutture, funzionali alle verifiche, e per valutare anche i carichi orizzontali di vento e sisma non considerati in fase di dimensionamento.

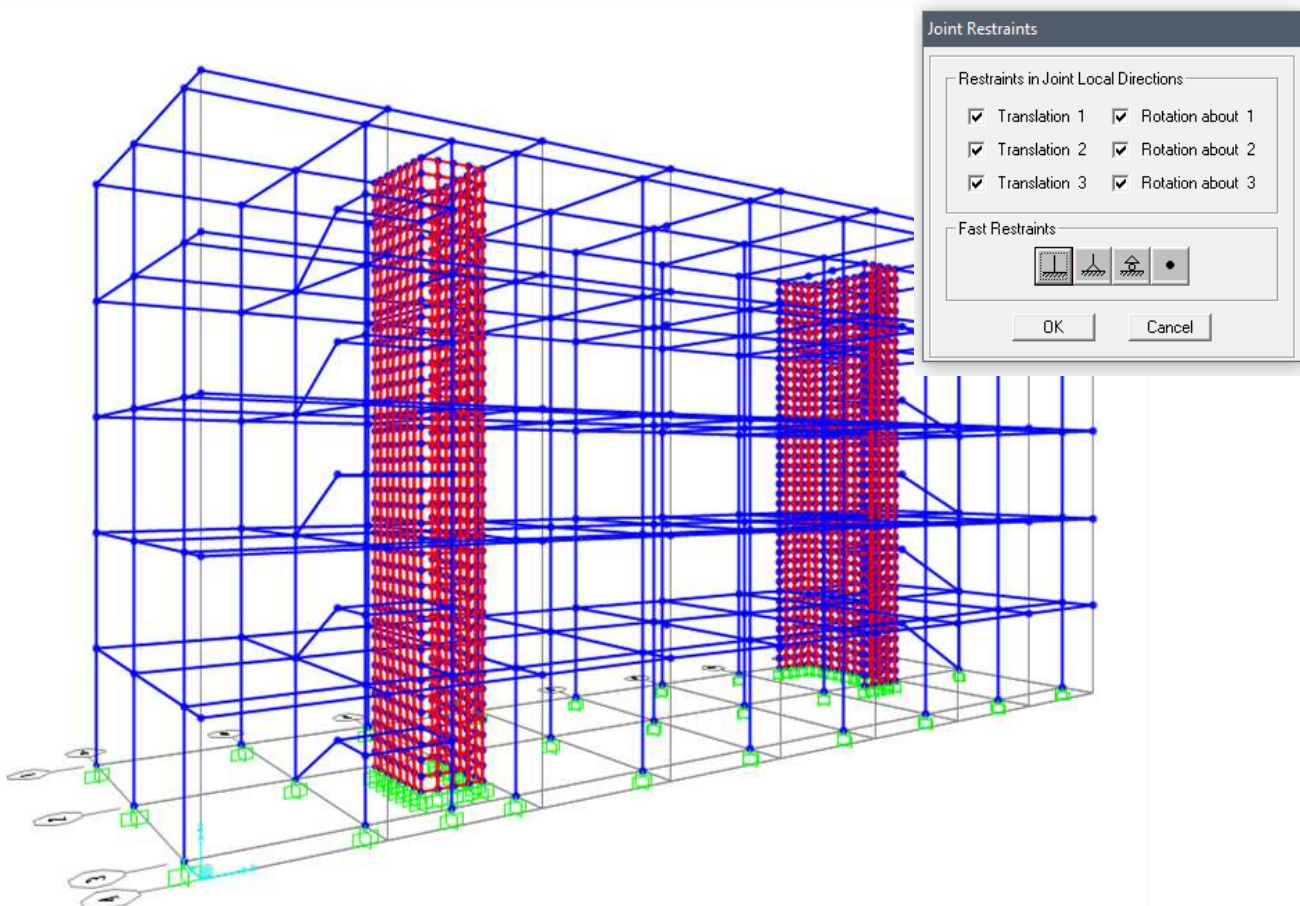
Il primo passo è stato quello di modellare su SAP 2000 la struttura progettata, attraverso l'utilizzo di elementi frame e shell. Si sono scelte le unità di misura kN, m, C.

Il frame, con una geometria lineare, è servito per modellare travi e pilastri. In corrispondenza delle intersezioni fra gli elementi frame vengono creati in automatico dei nodi rigidi per garantire la continuità strutturale. Le travi a ginocchio delle scale sono state modellate sempre con un frame, ma inclinato.

Gli elementi shell sono stati utilizzati per modellare pareti - elementi bidimensionali con uno spessore - discretizzate in aree più piccole per ottenere risultati più accurati, selezionando la geometria su *Edit, Edit Areas, Divide Areas*.

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

Dunque sono stati assegnati i vincoli: ai pilastri del piano terra, è stato assegnato il vincolo di incastro al terreno, dal menu *Assign, Joint, Restraints* selezionando il vincolo scelto.



Un altro passaggio importante per la definizione del modello è stata l'assegnazione del *diaphragm*, che è un vincolo interno, a tutti i punti che collegano le travi ai pilastri da *Assign, Joint, Constraint, Diaphragm*.

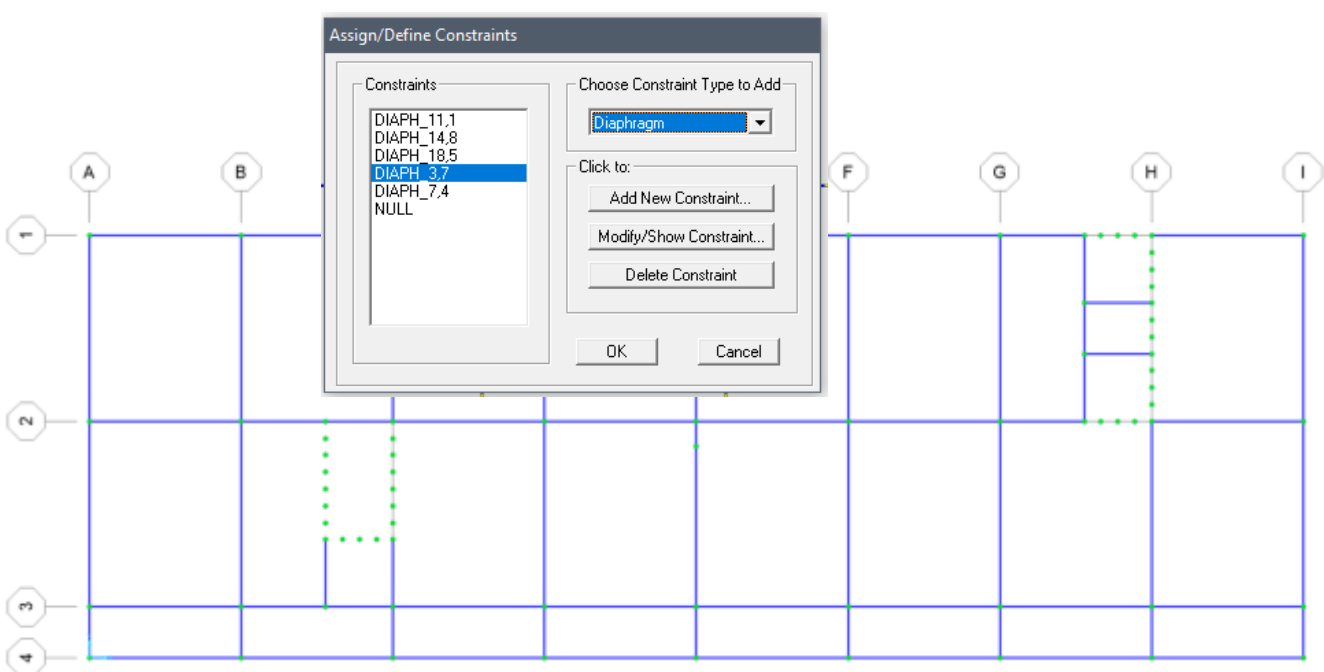
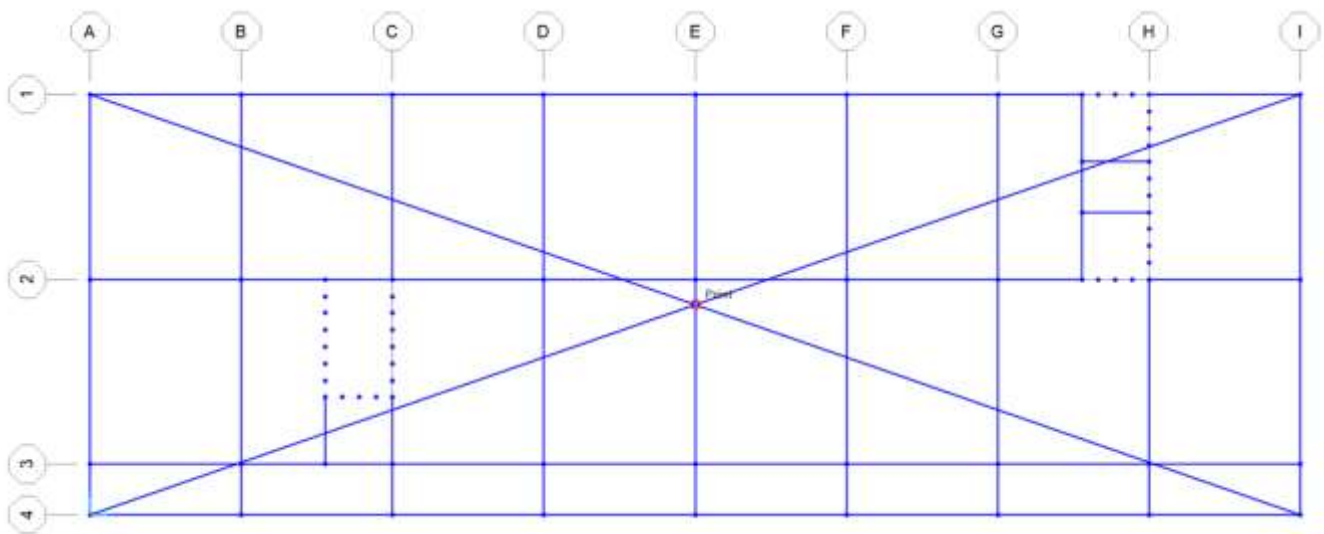
In questo modo si fanno appartenere le teste dei pilastri ad un unico corpo rigido piano, il solaio. Il *diaphragm* consente di imporre che l'unica rotazione uguale in tutti i punti sia quella intorno all'asse z.

Questa unica rotazione intorno all'asse z è l'ipotesi di base dell'impalcato rigido, che costituisce gli edifici.

Ad ogni livello della struttura deve essere assegnato un *diaphragm* diverso, in quanto in caso di azione sismica ogni solaio deve essere libero di ruotare autonomamente.

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

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

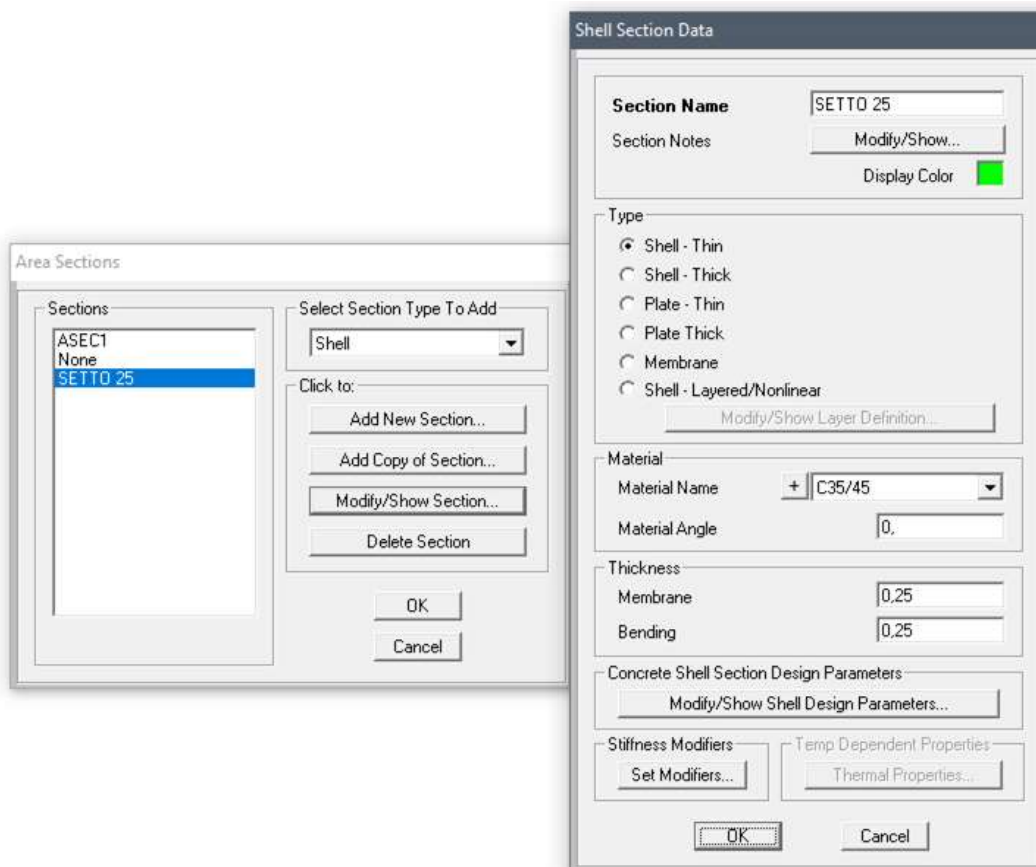
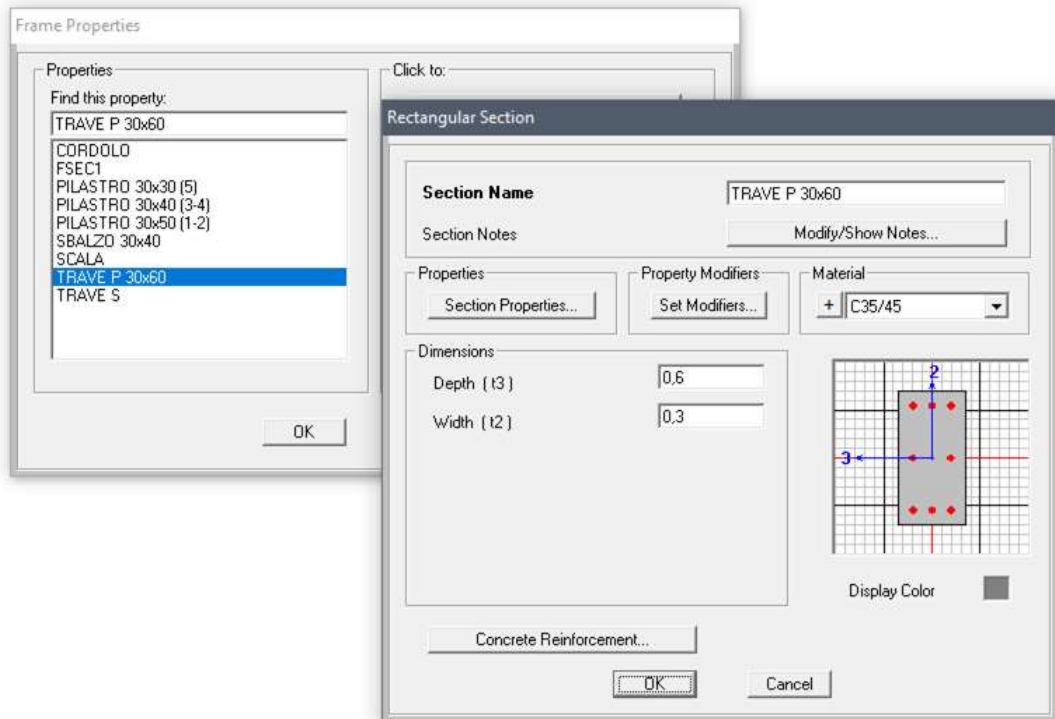




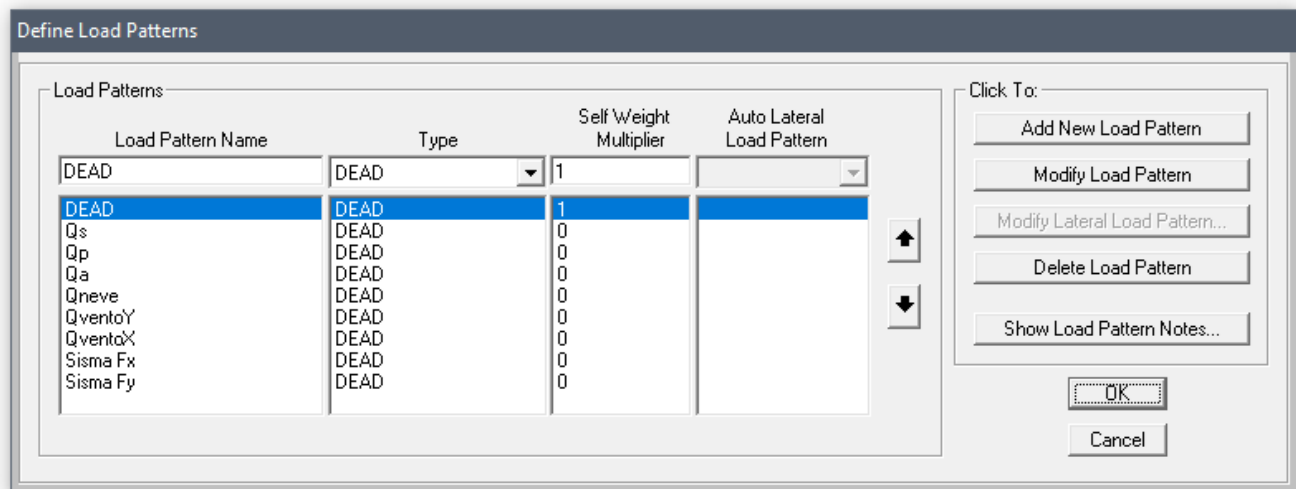
Sono state dunque inserite nel software le informazioni relative al materiale, alle sezioni degli elementi e ai carichi verticali e orizzontali.

Per ciascuna tipologia di elemento strutturale è stata definita una sezione su *Define, Section Properties, Frame section* o *Area section* determinandone il materiale e la geometria.

Selezionando le famiglie di elementi è stata assegnata la sezione dal menu *Assign, frame, frame sections* o *Area section*.

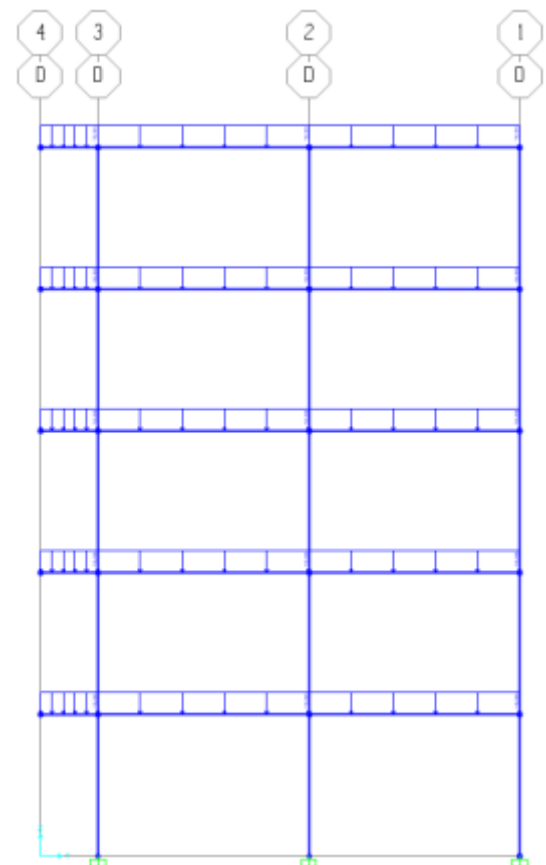
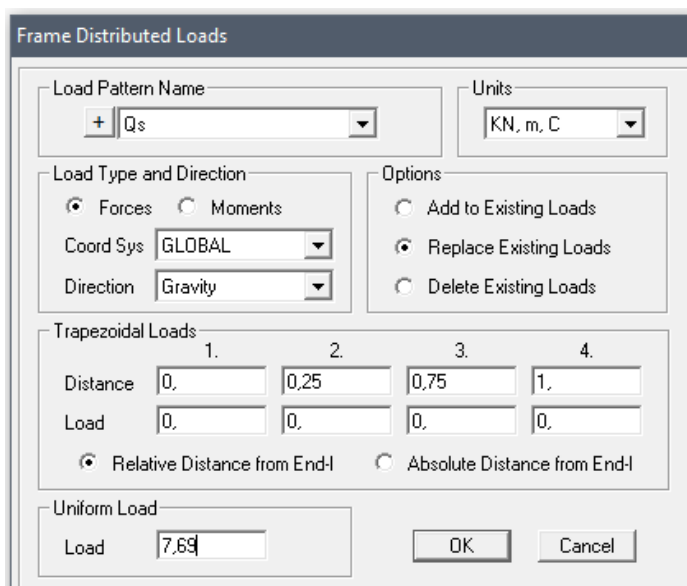


A questo punto vengono definiti i carichi dal menu *Define, load patterns* e qui si scrivono i nomi dei diversi carichi (Qs, Qp, Qa, Qneve, Qvento, Sisma Fx, Sisma Fy), sotto la voce di *Self Weight Multiplier* al posto di 1 si inserisce 0 e infine si aggiunge il carico su *Add new load pattern*. Sono stati così aggiunti nuovi carichi che non tengono conto del peso proprio, che nel SAP è un carico ripartito.



Sono stati assegnati i carichi - distribuiti lungo i frame - selezionando le famiglie di elementi considerate (travi principali e pilastri di facciata) dal menù *Assign, frame loads, Distributed*. Sotto il menu *Load pattern Name* sono stati selezionati i vari carichi e inserito il valore in kN/m già determinato, moltiplicando il valore del carico kN/m<sup>2</sup> per l'interasse dell'elemento considerato.

Per quanto riguarda i setti sono stati assegnati i carichi nei nodi delle sotto-aree alla quota di ogni impalcato. Il carico è assegnato dal menu *Assign, Joint loads, Forces* in kN moltiplicando il valore di carico in kN/m<sup>2</sup> per l'area d'influenza di ciascun nodo.



- $Q_s$ ,  $Q_p$ ,  $Q_a$  sono determinati dall'analisi dei carichi.
- $Q_{neve}$  è un carico verticale che agisce sul tetto dunque è stato applicato sulle travi principali della copertura, ed è stato valutato per la zona di Roma un valore pari  $0,5 \text{ kN/m}^2$ .
- $Q_{vento}$ , anche in questo caso è valutato per la zona di Roma pari  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . Per la facciata sopravento è stato attribuito il valore di  $0,4 \text{ kN/m}^2$ , mentre per la facciata sottovento pari a  $0,2 \text{ kN/m}^2$ . È stato dunque applicato il carico del vento come linearmente distribuito ai pilastri di facciata del telaio principale.
- $Q_{sismax}$ ,  $Q_{sismay}$  la forza sismica è stata calcolata attraverso la formula:  $F_s = c \times \omega$  Quindi è stata calcolata  $F_i$  che corrisponde al valore della forza sismica da applicare nel centro di massa di ciascun piano.

La tabella seguente mostra un esempio di definizione dei carichi da assegnare in Sap, come descritto. I valori delle colonne in grigio sono quelli da assegnare.

TRAVI PRINCIPALI					
		Interasse	CARICHI	Interasse	CARICHI
		Bordo	DISTRIBUITI	Centrale	DISTRIBUITI
$Q_s$	3,42	2,25	7,69	4,5	15,37
$Q_p$	3,57	2,25	8,04	4,5	16,08
$Q_a$	2,00	2,25	4,50	4,5	9,00
$Q_{neve}$	0,50	2,25	1,13	4,5	2,25

$Q_{sismax}$ $Q_{sismay}$		area	n piani		
	DEAD	5220,64			5220,64
	$Q_s$	3,42	393,75	5	6733,13
	$Q_p$	3,57			7028,44
				Peso sismico	<b>18982,20</b>
	20%N	0,1	393,75	5	<b>39,375</b>
	30% $Q_a$	0,6			<b>1181,25</b>
	w	P+20%N+30% $Q_a$			20202,83
	c	0,075			
				$F_s$	1515,21
	z1	3,7			
	z2	7,4			
z3	11,1				
z4	14,8				
z5	18,5				
$\Sigma z_i$	55,5		F1	101,01	
			F2	202,03	
			F3	303,04	
			F4	404,06	
			F5	505,07	

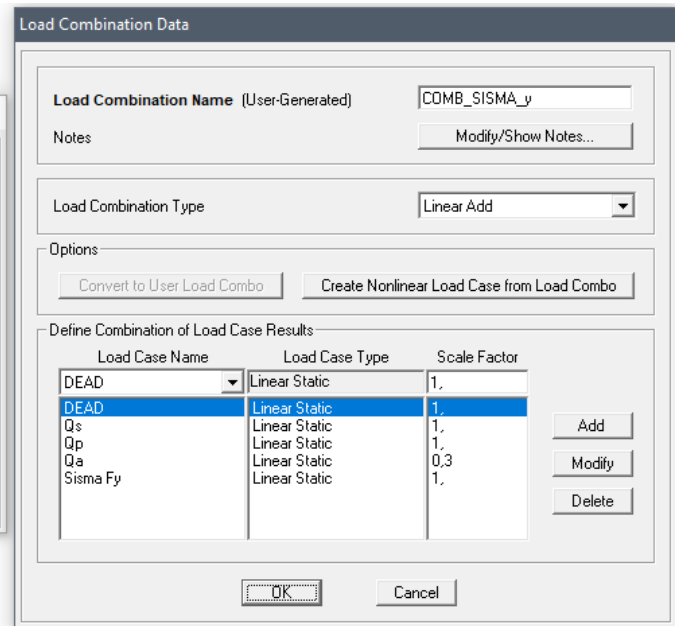
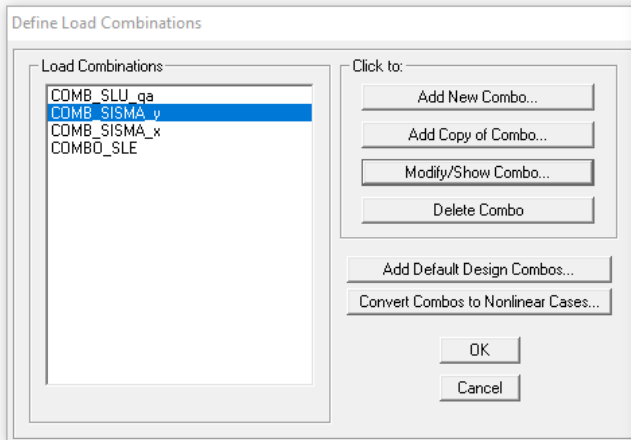
PILASTRI					
Qvento	Sopravento	Interasse	CARICHI	Interasse	CARICHI
		Bordo	DISTRIBUITI	Centrale	DISTRIBUITI
0,50	0,8	2,25	0,90	4,5	1,80

Qvento	Sottovento	Interasse	CARICHI	Interasse	CARICHI
		Bordo	DISTRIBUITI	Centrale	DISTRIBUITI
0,50	0,4	2,25	0,45	4,5	0,90

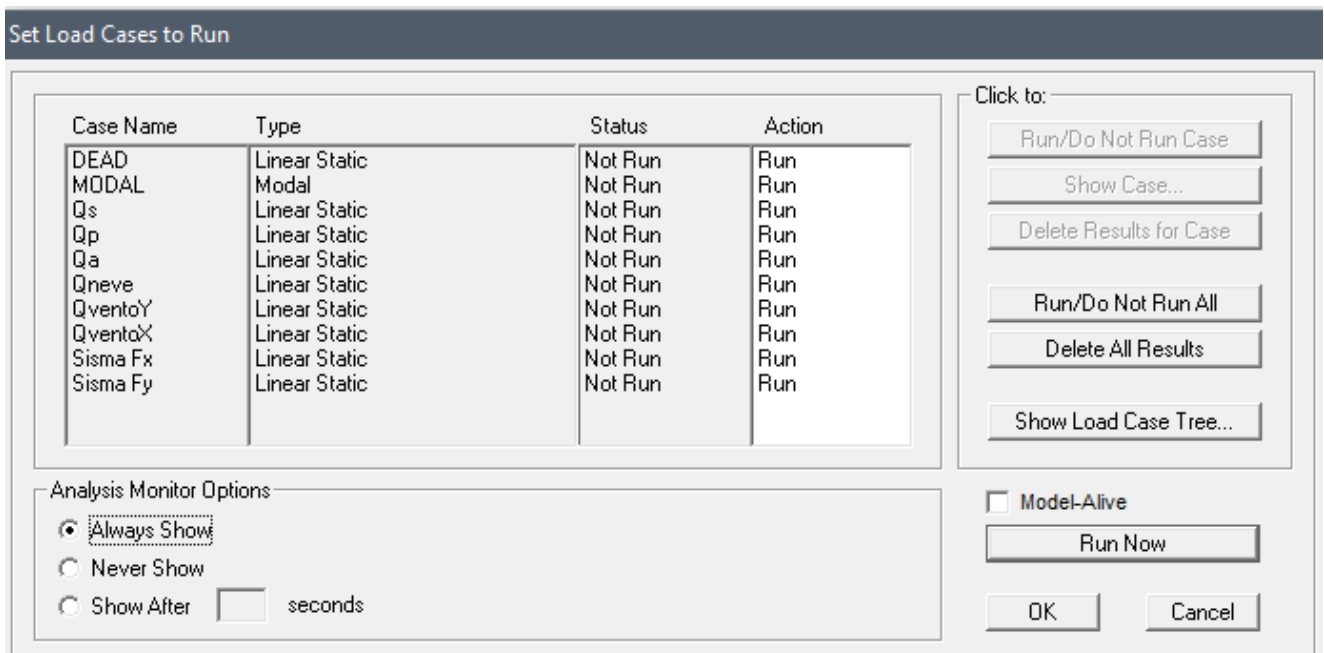
SETTI			
		Area	CARICHI
		d'influenza	CONCENTRATI
$Q_s$	3,42	1,13	3,84
$Q_p$	3,57	1,13	4,02
$Q_a$	2,00	1,13	2,25
$Q_{neve}$	0,50	1,13	0,56

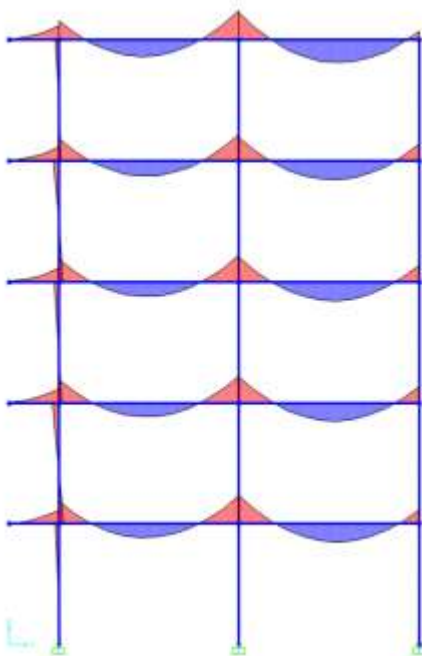
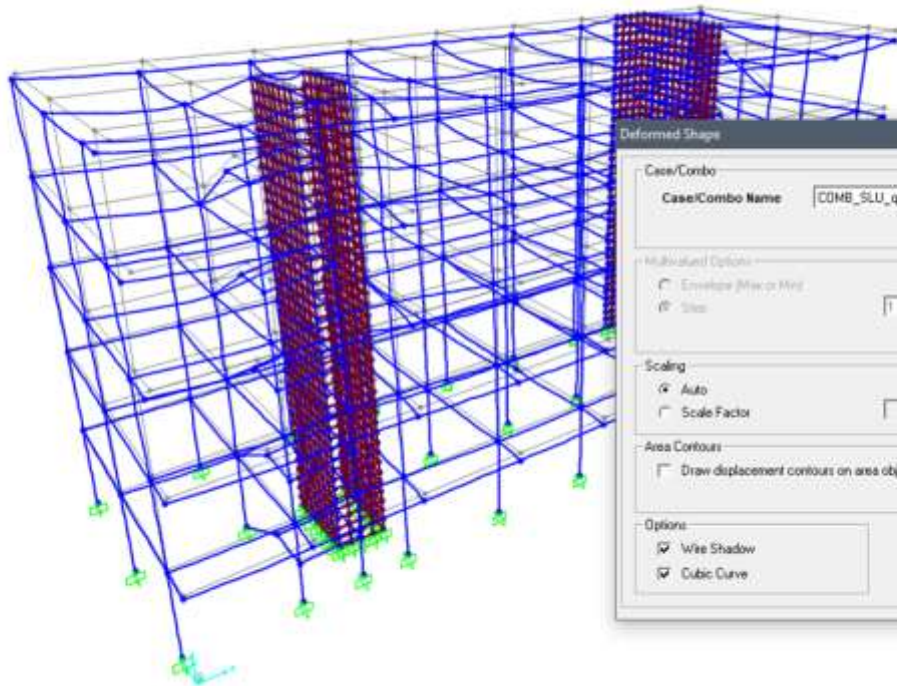
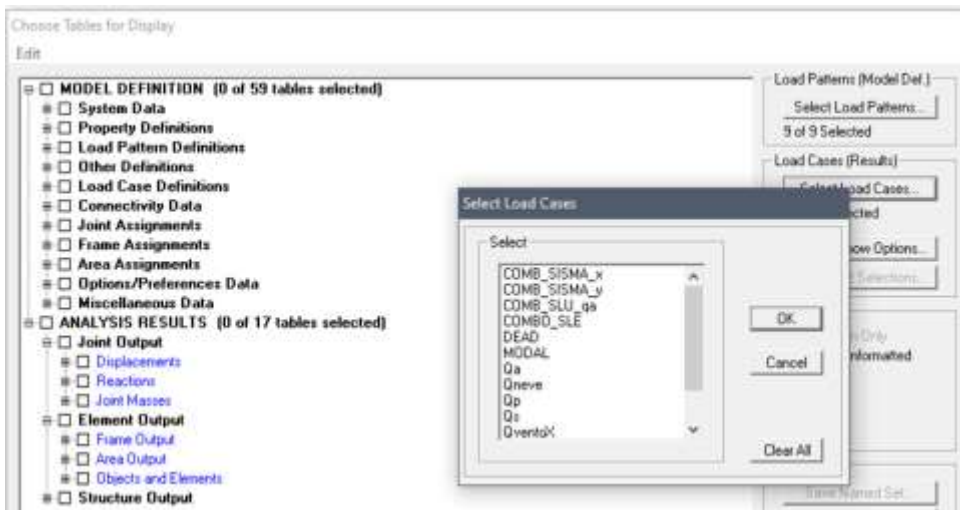
A questo punto, una volta assegnati tutti i carichi, sono state definite le varie combinazioni di carico.

- COMBO\_SLU\_Qa\_prevalente:  
 $DEAD*1,3+Qs*1,3+Qp*1,5+Qa*1,5+Qneve*0,75+Qvento*0,9$
- COMBO\_sismax:  
 $DEAD*1+Qs*1+Qp*1+Qa*0,3+Qsismax*1$
- COMBO\_sismay:  
 $DEAD*1+Qs*1+Qp*1+Qa*0,3+Qsismay*1$
- COMBO\_SLE:  
 $DEAD*1+Qs*1+Qp*1+Qa*0,3$



Per concludere si avvia l'analisi Run Analysis e viene visualizzata la struttura deformata. Da *Display, show Tables* sono esportati su Excel i risultati per poter effettuare le verifiche.







## 7. VERIFICHE

### Verifica SLU

- NEVE: è un carico verticale che agisce sul tetto, quindi sull'ultimo impalcato. Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato attraverso differenti parametri. Si tiene in considerazione la zona, le condizioni climatiche, l'altitudine del sito e la tipologia di copertura ovvero se è a falde o piana, se è riscaldata o meno, etc..

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

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

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

Per la facciata sopravento è stato moltiplicato  $0,5 \text{ kN/m}^2$  per il coefficiente  $0,8$  ottenendo un valore di pressione pari a  $0,4 \text{ kN/m}^2$ , mentre per la facciata sottovento è stato moltiplicato  $0,5 \text{ kN/m}^2$  per  $0,4$  ottenendo un valore di depressione pari a  $0,2 \text{ kN/m}^2$ .

È stato dunque applicato il carico del vento come linearmente distribuito ai pilastri di facciata del telaio più sollecitato, in base al loro interasse.

A questo punto, una volta assegnati tutti i carichi, sono state definite le varie combinazioni di carico a partire dalla combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi ed è stata valutata quella più sfavorevole:

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

(dove  $\gamma$  coefficiente parziale sfavorevole e  $\psi$  coefficiente minorativo che prende in considerazione che possano agire altri carichi variabili contemporaneamente a quello dominante, ma non con valore massimo). La combinazione più sfavorevole in questo caso è quella con  $Q_a$  prevalente.

### Verifica SISMA

- SISMA: è un'azione dinamica che consiste in uno scuotimento del terreno alla base. Tuttavia partendo dall'ipotesi di un edificio regolare è possibile capire come si comporta la struttura attraverso analisi sismiche statiche equivalenti. La forza sismica è stata calcolata attraverso la formula:  $F_s = c \times \omega$  dove:

-  $c$  è il coefficiente di intensità sismica ( $c = a/g$ ) che per Roma si è assunto pari a  $0,075$

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

Quindi è stata calcolata: 
$$F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$$

che corrisponde al valore della forza sismica da applicare nel centro di massa di ciascun piano.  $F_i$  risulta direttamente proporzionale alla quota, infatti la distribuzione della forza sismica ha un andamento triangolare alto. Inoltre essendo per ipotesi un edificio regolare risulta che  $\omega$  è costante ad ogni piano quindi:

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

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



Sia allo SLU che al Sisma, gli elementi strutturali sono stati verificati nelle modalità di seguito descritte.

Le travi principali, secondarie e gli sbalzi sono verificati a flessione.

Il valore massimo del momento flettente estrapolato da Sap (*Element forces frames*, M3) viene confrontato con il valore di sollecitazione con cui sono state progettate le travi. Se il momento delle travi modellate in Sap Med risulta essere minore del momento di progetto  $M^*$ , la trave si considera verificata e di conseguenza tutte le altre travi che hanno sollecitazioni minori a quella massima.

Se invece il momento estrapolato dal modello Sap risulta essere maggiore del momento di progetto calcolato su excel, si inserisce nel foglio excel del dimensionamento il valore del momento agente. Se la sezione prima progettata è in grado di coprire anche il momento massimo estrapolato da Sap, allora è verificata; altrimenti si ingrandisce la sezione di quanto necessario, reiterando il processo di verifica.

Gli sbalzi sono ulteriormente verificati allo SLE, per controllare che l'abbassamento massimo rispetti i limiti relativi all'esercizio della struttura. Su Sap a partire dalla combinazione di carico allo SLE, si estrapolano i valori di abbassamento massimo (*Joint Displacement*, valore U3 max) e si effettua la verifica - come descritto nel capitolo relativo al dimensionamento.

I pilastri invece sono verificati sia a compressione semplice, che a pressoflessione. Per ogni tipologia di sezione adottata nei diversi piani, vengono estrapolati i seguenti valori di sollecitazioni, funzionali a verificare più situazioni possibili:

- Nmax
- N max e M associato
- M max e N associato
- N medio e M medio dello stesso elemento

Gli ultimi tre casi sono verificati a pressoflessione, in base al valore di eccentricità.

Se uno o più casi non risultano verificati, si procede ad incrementare la sezione, dove necessario, e a reiterare la modellazione in Sap e la verifica.

I setti, infine, sono stati verificati a compressione semplice: dalla somma delle *Joint Reactions* alla base dei setti è stato ottenuto il valore di sforzo normale di compressione. Il valore di tensione - pari al rapporto tra lo sforzo normale così calcolato e l'area del setto in esame - è stato confrontato con la tensione di progetto del calcestruzzo.



# VERIFICA SISMA

COMBO SISMA Y	trave	17	TRAVE P	Mmax	258.02
	trave	272	TRAVE S	Mmax	14.21
	trave	249	SBALZO	Mmax	52.51
	PILASTRO 1 2				
trave	119	Mmax	-1361.04		
trave	119	Mmax	-1361.04	M	169.43
trave	67	N	-726.87	Mmax	173.94
trave	118	Nnodo	824.08	Mnodo	75.50

SISMA X	trave	33	TRAVE S	Mmax	77.45
	PILASTRO 3 4				
trave	148	Nmax	-797.96		
trave	148	Nmax	-797.96	M	114.32
trave	226	N	-422.09	Mmax	129.04
trave	69	Nnodo	536.17	Mnodo	65.41

PILASTRO 5					
trave	192	Nmax	-267.78		
trave	192	Nmax	-267.78	M	36.92
trave	384	N	-118.61	Mmax	66.30
trave	371	Nnodo	-148.02	Mnodo	30.89

VERIFICHE PILASTRI																																																												
PILASTRI 1 2	b	300	h	500																																																								
	A	150000	W	12500000																																																								
	trave	119	N/A	9.07	< 19.83																																																							
	trave	119	e	124.49	$h/6 < e < h/2$	CENTRALE	$u \cdot h/2 \cdot e$	125.51	$\sigma$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	24.90	>	19.83	NO																																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mmax (kNm)</th> <th>yk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\beta</math></th> <th>r</th> <th>b (cm)</th> <th>fy (cm)</th> <th>s (cm)</th> <th>Hmax (cm)</th> <th>H</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>173.94</td> <td>450.00</td> <td>391.30</td> <td>35.00</td> <td>19.83</td> <td>0.43</td> <td>2.33</td> <td>30.00</td> <td>30.77</td> <td>5.00</td> <td>44.77</td> <td>60.00</td> </tr> </tbody> </table>													Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H	173.94	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	30.77	5.00	44.77	60.00																								
Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H																																																	
173.94	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	30.77	5.00	44.77	60.00																																																	
trave	67	e	241.29	$e > h/2$	CENTRALE	$u \cdot h/2 \cdot e$						ok																																																
trave	118	e	91.62	$h/6 < e < h/2$	BORDO	$u \cdot h/2 \cdot e$	158.38			11.96	<	19.83	ok																																															
PILASTRI 3 4	b	300	h	400																																																								
	A	120000	W	8000000																																																								
	trave	148	N/A	6.65	< 19.83																																																							
	trave	148	e	143.27	$h/6 < e < h/2$	CENTRALE	$u \cdot h/2 \cdot e$	56.73	$\sigma$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	31.26	>	19.83	NO																																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mmax (kNm)</th> <th>yk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\beta</math></th> <th>r</th> <th>b (cm)</th> <th>fy (cm)</th> <th>s (cm)</th> <th>Hmax (cm)</th> <th>H</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>174.04</td> <td>450.00</td> <td>391.30</td> <td>35.00</td> <td>19.83</td> <td>0.43</td> <td>2.33</td> <td>30.00</td> <td>33.08</td> <td>5.00</td> <td>38.08</td> <td>48.00</td> </tr> </tbody> </table>													Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H	174.04	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	33.08	5.00	38.08	48.00																								
Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H																																																	
174.04	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	33.08	5.00	38.08	48.00																																																	
trave	226	e	293.87	$e > h/2$	CENTRALE	$u \cdot h/2 \cdot e$						ok																																																
trave	69	e	122.22	$h/6 < e < h/2$	BORDO	$u \cdot h/2 \cdot e$	77.78	$\sigma$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	15.29	<	19.83	ok																																															
PILASTRI 5	b	300	h	300																																																								
	A	90000	W	4500000																																																								
	trave	192	N/A	2.98	< 19.83																																																							
	trave	192	e	145.34	$> h/2$	CENTRALE	$u \cdot h/2 \cdot e$						NO																																															
trave	384	e	558.40	$> h/2$	CENTRALE	$u \cdot h/2 \cdot e$						NO																																																
trave	371	e	262.73	$> h/2$	BORDO	$u \cdot h/2 \cdot e$						ok																																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mmax (kNm)</th> <th>yk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\beta</math></th> <th>r</th> <th>b (cm)</th> <th>fy (cm)</th> <th>s (cm)</th> <th>Hmax (cm)</th> <th>H</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>31.12</td> <td>450.00</td> <td>391.30</td> <td>35.00</td> <td>19.83</td> <td>0.43</td> <td>2.33</td> <td>30.00</td> <td>18.01</td> <td>5.00</td> <td>23.81</td> <td>48.00</td> </tr> <tr> <td>16.25</td> <td>450.00</td> <td>391.30</td> <td>35.00</td> <td>19.83</td> <td>0.43</td> <td>2.33</td> <td>30.00</td> <td>24.06</td> <td>5.00</td> <td>29.56</td> <td>48.00</td> </tr> <tr> <td>31.19</td> <td>450.00</td> <td>391.30</td> <td>35.00</td> <td>19.83</td> <td>0.43</td> <td>2.33</td> <td>30.00</td> <td>18.80</td> <td>5.00</td> <td>23.86</td> <td>30.00</td> </tr> </tbody> </table>													Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H	31.12	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	18.01	5.00	23.81	48.00	16.25	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	24.06	5.00	29.56	48.00	31.19	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	18.80	5.00	23.86	30.00
Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H																																																	
31.12	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	18.01	5.00	23.81	48.00																																																	
16.25	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	24.06	5.00	29.56	48.00																																																	
31.19	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	18.80	5.00	23.86	30.00																																																	
VERIFICA TRAVE																																																												
TRAVE PRINCIPALE	trave	17																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mmax (kNm)</th> <th>yk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\beta</math></th> <th>r</th> <th>b (cm)</th> <th>fy (cm)</th> <th>s (cm)</th> <th>Hmax (cm)</th> <th>H</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>258.02</td> <td>450.00</td> <td>391.30</td> <td>35.00</td> <td>19.83</td> <td>0.43</td> <td>2.33</td> <td>30.00</td> <td>48.43</td> <td>5.00</td> <td>53.43</td> <td>60.00</td> </tr> </tbody> </table>													Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H	258.02	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	48.43	5.00	53.43	60.00																								
Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H																																																	
258.02	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	48.43	5.00	53.43	60.00																																																	
TRAVE SECONDARIA	trave	33																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Mmax (kNm)</th> <th>yk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyk (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th>fyd (N/mm<sup>2</sup>)</th> <th><math>\beta</math></th> <th>r</th> <th>b (cm)</th> <th>fy (cm)</th> <th>s (cm)</th> <th>Hmax (cm)</th> <th>H</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>77.45</td> <td>450.00</td> <td>391.30</td> <td>35.00</td> <td>19.83</td> <td>0.43</td> <td>2.33</td> <td>30.00</td> <td>26.56</td> <td>5.00</td> <td>31.54</td> <td>48.00</td> </tr> </tbody> </table>													Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H	77.45	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	26.56	5.00	31.54	48.00																								
Mmax (kNm)	yk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	fy (cm)	s (cm)	Hmax (cm)	H																																																	
77.45	450.00	391.30	35.00	19.83	0.43	2.33	30.00	26.56	5.00	31.54	48.00																																																	

La verifica con la combinazione sismica in direzione X (Combo\_Sisma X) è stata utilizzata per le travi secondarie, in quanto più gravosa. Per gli altri elementi risulta invece più critica la situazione del Sisma in direzione Y (Combo\_Sisma Y), dalla quale sono stati estrapolati i valori massimi di sollecitazione per effettuare le verifiche.

Le travi principali, secondarie e gli sbalzi risultano verificati a flessione.

I pilastri invece mostrano una criticità nella fascia centrale dei telai in direzione x: su tutti i livelli, infatti, non è soddisfatta la verifica a pressoflessione. Poiché i pilastri disposti sul bordo risultano invece verificati, si è deciso di procedere aumentando solo la sezione dei pilastri della zona centrale, sempre in proporzione dal primo al quinto livello. Sono stati dunque reiterati i processi di modellazione in Sap della nuova configurazione ed estratti i dati per le verifiche.

# CORPO 1 - STEP 2

## VERIFICA SLU

PILASTRI	30x70	1' 2"	30x60	BORDO
	30x50	3' 4"	30x40	BORDO
	30x40	5"	30x30	BORDO
TRAVE P	30x60			
TRAVE S	30x40			
SEALZO	30x40			
CORDOLI	25x25			

FORZA SISMICA	area	n piani			
		360,75	5		
	DEAD	G <sub>s</sub>	Q <sub>p</sub>	20%N	30%Q <sub>s</sub>
	5178	3,42	3,57	0,1	0,6
	P	19137,56			
	w	20358,19		F <sub>s</sub>	1526,86
	e	0,075			
	z1	3,7			
	z2	7,4			
	z3	11,1			
z4	14,8				
z5	18,5				
		F1	101,79		
		F2	203,58		
		F3	305,37		
		F4	407,16		
		F5	508,95		
z <sub>0</sub>	56,5				

M'	M <sub>max</sub> (N/m²)	I <sub>y</sub> (N/m <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (N/m <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (N/m <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (N/m <sup>4</sup> )	β	r	h (cm)	b <sub>0</sub> (cm)	δ (cm)	H <sub>max</sub> (cm)	H (cm)						
name 224	TRAVE P	Mmax	198,74	<	217,82								VERIFICATO					
name 272	TRAVE S	Mmax	19,39	<	32,4								VERIFICATO					
name 325	SEALZO	Mmax	85,09	>	84,81	31,08	490	391,32	36	19,83	0,43	2,30	30	27,81	5	32,81	40	VERIFICATO
PILASTRO																		
name 119	Mmax	-2226,48		P1	CENTRALE													
name 119	Mmax	-2226,48	M	42,77														
name 158	N	-437,43	Mmax	53,08	P2	BORDO												
name 74	Nmedio	-1152,58	Nmedio	26,13	P1	CENTRALE												

VERIFICHE													
PILASTRI	b	300	h	700									
	A	210000		W	24500000,0								
	name 119			σ <sub>max</sub>	N/A	10,61	<	19,83					
	name 119			e	19,19	<	5/6	σ <sub>max</sub>	N/A+M/W	12,36	<	19,83	VERIFICATO
	name 74			e	22,45	<	5/6	σ <sub>max</sub>	N/A+M/W	6,60	<	19,83	VERIFICATO
	b	300	h	500									
A	150000		W	12500000,0									
name 158			e	121,35	h/6 < e < h/2	u=h/2 e	128,65	σ <sub>max</sub>	2N/3*σ'b	7,56	<	19,83	VERIFICATO

# VERIFICA SISMA

COMIO SISMA Y	frame	224	TRAVE P	Mmax	269,48
	frame	272	TRAVE S	Mmax	12,76
	frame	248	SBALZO	Mmax	52,52
	PILASTRO 1-2				
	frame	119	Nmax	-142,15	
	frame	119	Nmax	-1645,16	M
frame	67	N	-757,32	Mmax	277,68
frame	118	Nmax	-823,94	Mmax	195,58

SISMA X	frame	28	TRAVE S	Mmax	133,02
---------	-------	----	---------	------	--------

PILASTRO 3-4					
frame	148	Nmax	-830,32		
frame	148	Nmax	-830,32	M	128,73
frame	226	N	-438,50	Mmax	145,53
frame	69	Nmax	-511,00	Mmax	-62,19

PILASTRO 5					
frame	192	Nmax	-277,75		
frame	192	Nmax	-277,75	M	56,43
frame	384	N	-155,28	Mmax	54,72
frame	371	Nmax	-142,57	Mmax	57,09

VERIFICHE PILASTRI																														
PILASTRO PIANO 1-2	b	300	h	700																										
	A	270000	W	24500000																										
	frame	119	N/A	6,72	< 19,83																									
	frame	119	e	165,50	$h/5 < h/2$	$u=h/2-e$	184,45	$\sigma$	$2N/3 \cdot u/b$	19,82	< 19,83	ok																		
	frame	67	e	366,66	> h/2	$M_{max}$ (kNm)	277,68	$M$ (kNm)	460,06	$V_u$ (kN)	391,30	$V_{lim}$ (kN)	35,80	$\beta$	19,83	$\gamma$	0,43	$\tau$	2,33	$\sigma$ (MPa)	30,06	$\sigma_{lim}$ (MPa)	50,24	$\delta$ (mm)	0,01	$H_{max}$ (mm)	95,24	$H$	76,06	ok
	frame	118	e	128,17	$h/5 < h/2$	$u=h/2-e$	121,83	$\sigma$	$2N/3 \cdot u/b$	15,03	< 19,83	ok																		

PILASTRO 3-4	b	300	h	500																										
	A	150000	W	12500000																										
	frame	148	N/A	5,54	< 19,83																									
	frame	148	e	155,04	$h/5 < h/2$	$u=h/2-e$	34,96	$\sigma$	$2N/3 \cdot u/b$	19,43	< 19,83	ok																		
	frame	226	e	301,56	> h/2	$M_{max}$ (kNm)	145,53	$M$ (kNm)	460,06	$V_u$ (kN)	391,30	$V_{lim}$ (kN)	35,80	$\beta$	19,83	$\gamma$	0,43	$\tau$	2,33	$\sigma$ (MPa)	30,06	$\sigma_{lim}$ (MPa)	36,37	$\delta$ (mm)	0,01	$H_{max}$ (mm)	41,37	$H$	50,06	ok
	frame	69	e	123,66	$h/5 < h/2$	$u=h/2-e$	75,34	$\sigma$	$2N/3 \cdot u/b$	14,87	< 19,83	ok																		

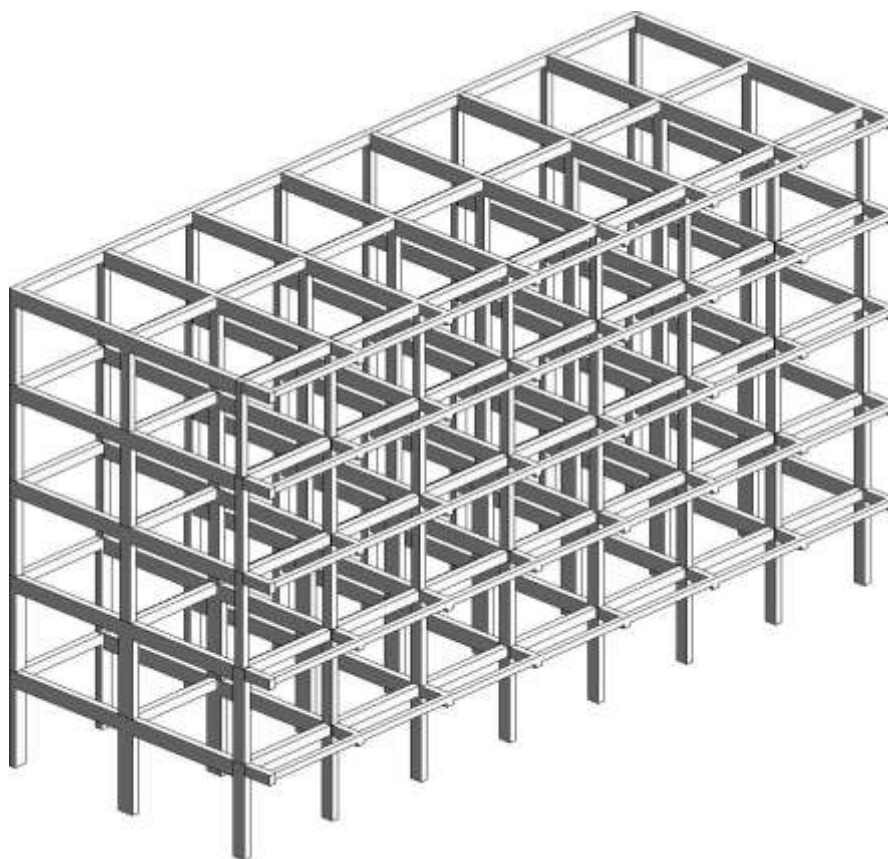
PILASTRO 5	b	300	h	400																										
	A	120000	W	8000000																										
	frame	192	N/A	2,31	< 19,83																									
	frame	192	e	181,57	> h/2	$M_{max}$ (kNm)	54,72	$M$ (kNm)	460,06	$V_u$ (kN)	391,30	$V_{lim}$ (kN)	35,80	$\beta$	19,83	$\gamma$	0,43	$\tau$	2,33	$\sigma$ (MPa)	30,06	$\sigma_{lim}$ (MPa)	21,41	$\delta$ (mm)	0,01	$H_{max}$ (mm)	26,41	$H$	40,00	ok
	frame	384	e	474,67	> h/2	CENTRALE	54,72	$M$ (kNm)	460,06	$V_u$ (kN)	391,30	$V_{lim}$ (kN)	35,80	$\beta$	19,83	$\gamma$	0,43	$\tau$	2,33	$\sigma$ (MPa)	30,06	$\sigma_{lim}$ (MPa)	22,30	$\delta$ (mm)	0,01	$H_{max}$ (mm)	27,30	$H$	40,00	ok
	frame	371	e	400,15	> h/2	BORDO	57,09	$M$ (kNm)	460,06	$V_u$ (kN)	391,30	$V_{lim}$ (kN)	35,80	$\beta$	19,83	$\gamma$	0,43	$\tau$	2,33	$\sigma$ (MPa)	30,06	$\sigma_{lim}$ (MPa)	22,78	$\delta$ (mm)	0,01	$H_{max}$ (mm)	27,78	$H$	30,00	ok

VERIFICA TRAVE																										
TRAVE PRINCIPALE	frame	224	$M_{max}$ (kNm)	269,48	$M$ (kNm)	460,06	$V_u$ (kN)	391,30	$V_{lim}$ (kN)	35,80	$\beta$	19,83	$\gamma$	0,43	$\tau$	2,33	$\sigma$ (MPa)	30,06	$\sigma_{lim}$ (MPa)	49,56	$\delta$ (mm)	0,01	$H_{max}$ (mm)	64,56	$H$	40,06

VERIFICA TRAVE																										
TRAVE SECONDARIA	frame	28	$M_{max}$ (kNm)	133,02	$M$ (kNm)	460,06	$V_u$ (kN)	391,30	$V_{lim}$ (kN)	35,80	$\beta$	19,83	$\gamma$	0,43	$\tau$	2,33	$\sigma$ (MPa)	30,06	$\sigma_{lim}$ (MPa)	34,78	$\delta$ (mm)	0,01	$H_{max}$ (mm)	39,78	$H$	40,06



## CORPO 1 - VERIFICATO



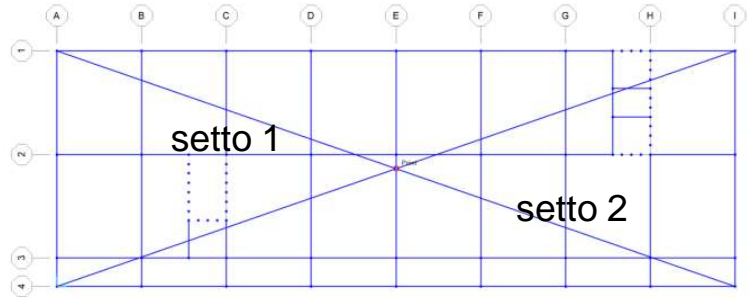
**TRAVE PRINCIPALE** 30 x 60 cm  
**TRAVE SECONDARIA** 30x40 cm  
**SBALZO** 30x40 cm

<b>PILASTRO PIANI 1-2</b>	FASCIA CENTRALE 30x70 cm	BORDO 30x50 cm
<b>PILASTRO PIANI 3-4</b>	FASCIA CENTRALE 30x50 cm	BORDO 30x40 cm
<b>PILASTRO PIANO 5</b>	FASCIA CENTRALE 30x40 cm	BORDO 30x30 cm



# CORPO 2

## VERIFICA SLU



STRUTTURA A TELAI E SETTI - CORPO 2	
PILASTRI	30x50 1° 2°
	30x40 3° 4°
	30x30 5°
SETTI	25
TRAVI P	30x50
TRAVI S	30x40
SBALZI	30x40
CORDELLI	25x25

FORZA SISMICA				
area	450			
n piani	5			
DEAD	Q <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub>	20%N	30%Q <sub>p</sub>
878,06	3,42	3,07	0,1	0,5
P	24506,06			
w	25901,00			
c	0,075			
F <sub>s</sub>	1942,58			
z1	3,7			
z2	7,4			
z3	11,1			
z4	14,8			
z5	18,5			
F1	129,51			
F2	259,01			
F3	388,52			
F4	518,02			
F5	647,53			
z <sub>01</sub>	59,5			

name	M <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>xy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>xx</sub> (cm <sup>4</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>y</sub> (cm)	δ (cm)	H <sub>top</sub> (cm)	H (cm)	VERIFICATO		
25 TRAVE P	Mmax	180,3	<	217,82											VERIFICATO		
134 TRAVE S	Mmax	71,15	>	32,4	71,15	450	391,30	25	19,83	0,43	2,33	30	25,43	5	30,43	40	VERIFICATO
15 SBALZO	Mmax	87,15	>	64,81	87,15	450	391,30	35	19,83	0,43	2,33	30	28,15	5	33,15	40	VERIFICATO

PILASTRO				
302	Nmax	-2026,37		
302	Nmax	-2026,37	1,05	
302	N	-340,00	Mmax	61,07
318	Nmedio	-5297,57	Nmedio	33,10

SETTI		N	M	A	2,25	M <sub>lim</sub> Q	N <sub>lim</sub> Q	< l <sub>cd</sub>	19,83
1	N	-5267,51	A	2,25	2341,12	2,3611156	< l <sub>cd</sub>	19,83	
2	N	-4697,25	A	2,36	1973,63	1,9736345	< l <sub>cd</sub>	19,83	

VERIFICHE										
PILASTRO	b	300	h	500						
	A	150000	W	12500000						
	name	302	N/A	13,51	< 19,83					
	name	302	e	0,52	e < h/6					
name	302	e	73,29	e < h/6	σ <sub>max</sub>	NA+MW	13,09	< 19,83	VERIFICATO	
name	318	e	32,38	e < h/6	σ <sub>max</sub>	NA+MW	10,53	< 19,83	VERIFICATO	
					σ <sub>max</sub>	NA+MW	11,58	< 19,83	VERIFICATO	

## VERIFICA SLE

Allo stesso modo del corpo 1, è stato effettuato il controllo dell'abbassamento massimo, per garantire buone prestazioni della struttura in fase di esercizio. Il valore massimo di abbassamento estrapolato da Sap, dalla combinazione di carico allo SLE, rispetta anche in questo caso il limite di 1/250 della luce.

SBALZI	interasse (m)	q <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>5</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	area (m <sup>2</sup> )	M <sub>max</sub> (kN*m)	q <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>5</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	l <sub>cd</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>y</sub> (cm)	δ (cm)	H <sub>top</sub> (cm)	H (cm)	area (m <sup>2</sup> )	grav. (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	l <sub>cd</sub> (cm)	ν <sub>max</sub> (cm)	l <sub>lim</sub>
	4,90	3,42	3,07	2,00	57,90	1,50	64,81	450,00	391,30	35,00	19,83	0,43	2,33	30,00	24,27	5,00	29,27	40,89	0,12	3,00	39,96	34877,00	160000,00	0,05	3317,98	SI		
					61,90	1,50	68,19	450,00	391,30	35,00	19,83	0,43	2,33	30,00	25,06	5,00	30,06	verificato										

VERIFICA SLE	
ν <sub>max</sub> Sap	0,27
l <sub>lim</sub>	558,56
VERIFICA SLE	SI

# VERIFICA SISMA

COMBO SISMA Y	trave	422	TRAVE P	Mmax	128,51
	trave	135	TRAVE S	Mmax	48,01
	trave	6	SBALZO	Mmax	54,54
	PILASTRO 12				
	trave	352	Nmax	-1261,14	
	trave	352	Nmax	-1261,14	11,96
	trave	404	N	66,04	57,14
trave	384	Nmedo	-642,01	Mmedo	15,56

COMBO SISMA X	trave	134	TRAVE S	Mmax	101,56
---------------	-------	-----	---------	------	--------

PILASTRO 14					
trave	232	Nmax	-753,51		
trave	232	Nmax	-753,51	13,54	
trave	24	N	44,07	53,12	
trave	234	Nmedo	-402,77	Mmedo	5,28

PILASTRO 5					
trave	58	Nmax	-257,04		
trave	58	Nmax	-257,04	8,36	
trave	8	N	-112,42	44,57	
trave	44	Nmedo	-140,15	Mmedo	20,56

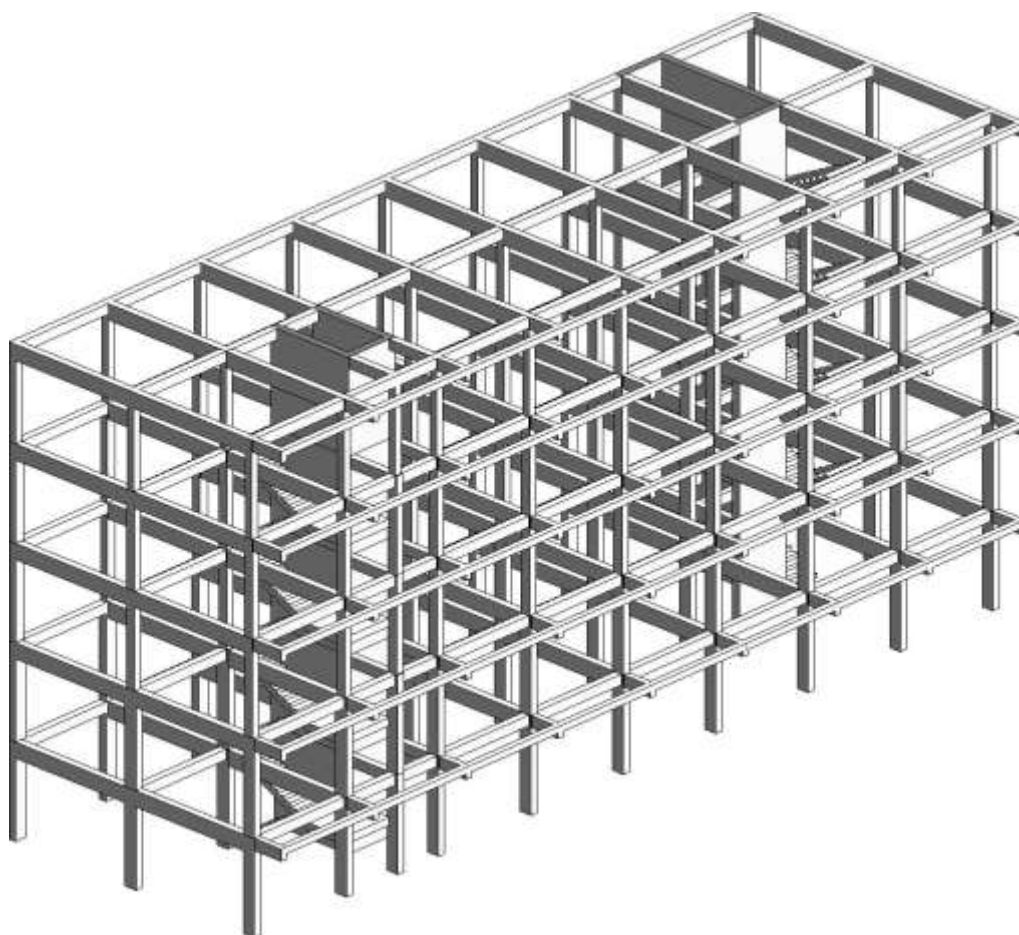
VERIFICHE PILASTRI																
PILASTRO 12	b	300	h	500												
	A	150000	W	12500000												
	trave	352	N/A	8,41	< 19,83											
	trave	352	e	9,48	e < h/5											
						omax		N/A + MW		9,35	<	19,83	ok			
	trave	404	e	865,23	e > h/2	M <sub>max</sub> (90°/m)	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>y</sub> (cm)	δ (cm)	I <sub>max</sub> (cm)
trave	384	e	24,77	e < h/5	57,14	450,00	391,30	35,00	19,83	0,43	2,33	30,00	22,79	5,00	27,79	50,00
					omax		N/A + MW		5,55	<	19,83	ok				

PILASTRO 14	b	300	h	400												
	A	120000	W	8000000												
	trave	232	N/A	6,28	< 19,83											
	trave	232	e	18,10	e < h/5											
						omax		N/A + MW		7,98	<	19,83	ok			
	trave	24	e	1265,36	e > h/2	M <sub>max</sub> (90°/m)	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>y</sub> (cm)	δ (cm)	I <sub>max</sub> (cm)
trave	234	e	13,13	e < h/5	51,12	450,00	391,30	35,00	19,83	0,43	2,33	30,00	21,98	5,00	26,98	40,00
					omax		N/A + MW		4,01	<	19,83	ok				

PILASTRO 5	b	300	h	300												
	A	90000	W	4500000												
	trave	58	N/A	2,86	< 19,83											
	trave	58	e	32,53	e < h/5											
						omax		N/A + MW		4,72	<	19,83	ok			
	trave	8	e	396,46	e > h/2	M <sub>max</sub> (90°/m)	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>y</sub> (cm)	δ (cm)	I <sub>max</sub> (cm)
trave	443	e	149,48	e > h/2	44,57	450,00	391,30	35,00	19,83	0,43	2,33	30,00	20,13	5,00	25,13	40,00
trave	443	e	149,48	e > h/2	30,99	450,00	391,30	35,00	19,83	0,43	2,33	30,00	13,80	5,00	18,80	40,00

VERIFICA TRAVE														
TRAVE PRINCIPALE	trave	422	M <sub>max</sub> (90°/m)	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>y</sub> (cm)	δ (cm)	I <sub>max</sub> (cm)	H
			128,51	450,00	391,30	35,00	19,83	0,43	2,33	30,00	34,58	5,00	39,18	60,00

VERIFICA TRAVE														
TRAVE SECONDARIA	trave	134	M <sub>max</sub> (90°/m)	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β	r	b (cm)	h <sub>y</sub> (cm)	δ (cm)	I <sub>max</sub> (cm)	H
			101,56	450,00	391,30	35,00	19,83	0,43	2,33	30,00	30,35	5,00	35,35	40,00



**TRAVE PRINCIPALE** 30 x 60 cm

**TRAVE SECONDARIA** 30x40 cm

**SBALZO** 30x40 cm

**SETTI** 25 cm

**PILASTRO PIANI 1-2** 30x50 cm

**PILASTRO PIANI 3-4** 30x40 cm

**PILASTRO PIANO 5** 30x30 cm

# CORPO 3

## VERIFICA SLU

### STRUTTURA A TELAIO - CORPO 3

PLASTRE	30x90	1" 2"
	30x40	3" 4"
	30x30	5"
SETTI	25	
TRAVI P	30x90	
TRAVI S	30x40	
SGALZI	30x40	
CORDOLI	25x25	

asse	n piani
450	5

DEAD	Qs	Qp	20%N	30%Qs
8217,03	3,42	3,57	0,1	0,6

P	23944,53
---	----------

w	25339,53	Fe	1800,46
c	0,075		

x1	3,7
x2	7,4
x3	11,1
x4	14,8
x5	18,5

F1	126,70
F2	253,40
F3	380,09
F4	506,79
F5	633,49

z0	56,5
----	------

M*	M <sub>max</sub> (kNm)	f <sub>td</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>td</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>td</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>td</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β	e	b (cm)	h <sub>0</sub> (cm)	δ (cm)	M <sub>min</sub> (cm)	H (cm)
----	------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	---	---	--------	---------------------	--------	-----------------------	--------

trave	59	TRAVE P	M <sub>max</sub>	129,83	<	145,81						VERIFICATO
-------	----	---------	------------------	--------	---	--------	--	--	--	--	--	------------

trave	845	TRAVE S	M <sub>max</sub>	77,76	>	32,4	77,76	450	391,30	35	19,83	0,43	2,33	30	26,58	5	31,59	40	VERIFICATO
-------	-----	---------	------------------	-------	---	------	-------	-----	--------	----	-------	------	------	----	-------	---	-------	----	------------

#### PLASTRO

trave	90	N <sub>max</sub>	-1650,97		
trave	90	M <sub>max</sub>	-1650,97	M	20,74
trave	635	N	-406,41	M <sub>max</sub>	46,63
trave	87	M <sub>medio</sub>	-535,92	M <sub>medio</sub>	22,27

P1 CENTRALE

P 2 BORDO

P 1 CENTRALE

#### VERIFICHE

b	330	b	500
A	150000	W	12500000

trave	90	N/A	11,01	<	19,83
-------	----	-----	-------	---	-------

trave	90	e	12,56	e < h/6		σ <sub>max</sub>	N/A/MW	12,67	<	19,83	VERIFICATO
-------	----	---	-------	---------	--	------------------	--------	-------	---	-------	------------

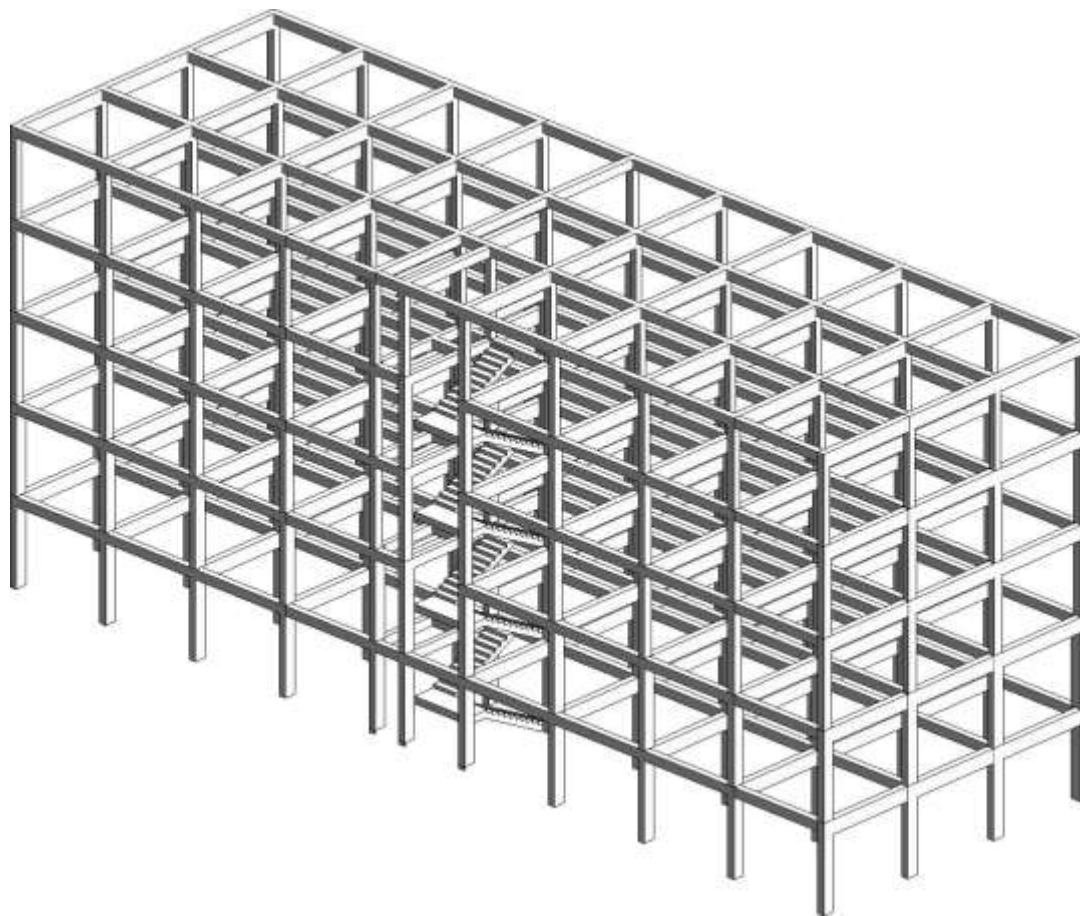
trave	87	e	23,79	e < h/6		σ <sub>max</sub>	N/A/MW	8,02	<	19,83	VERIFICATO
-------	----	---	-------	---------	--	------------------	--------	------	---	-------	------------

trave	635	e	114,74	h/6 < e < h/2	u=h/2+e	135,26	σ <sub>max</sub>	2M <sup>2</sup> /u <sup>3</sup> b	6,68	<	19,83	VERIFICATO
-------	-----	---	--------	---------------	---------	--------	------------------	-----------------------------------	------	---	-------	------------





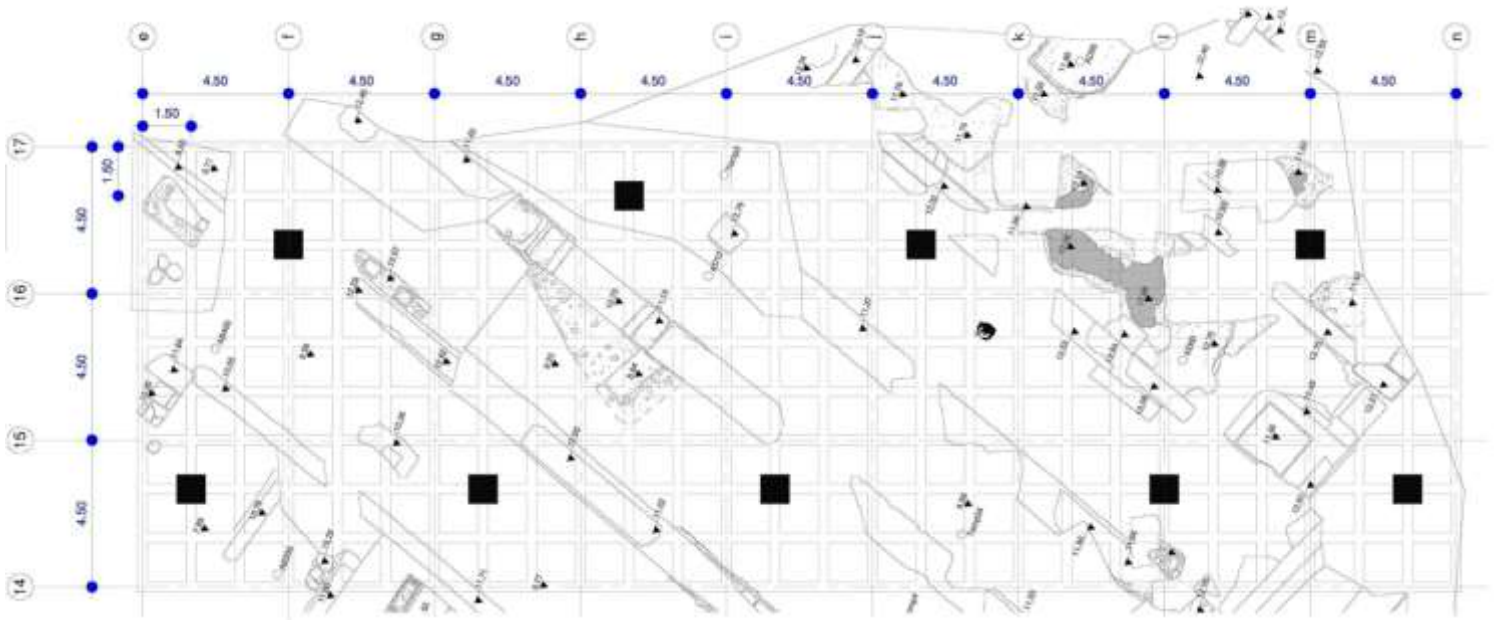




**TRAVE PRINCIPALE 30 x 60 cm**  
**TRAVE SECONDARIA 30x40 cm**

**PILASTRO PIANI 1-2 30x50 cm**  
**PILASTRO PIANI 3-4 30x40 cm**  
**PILASTRO PIANO 5 30x30 cm**

## 8. GRATICCIO: PREDIMENSIONAMENTO E VERIFICA



PIANTA GRATICCIO

Per ovviare alla presenza di resti archeologici - sparsi nell'area di progetto in prossimità di via Giulia - è stato adottato il sistema strutturale del graticcio di travi.

Si tratta di un sistema di travi disposte perpendicolarmente tra loro, che collaborano tra loro alla pari, cioè senza una gerarchia. Le travi, infatti, hanno la stessa dimensione nelle due direzioni.

La sollecitazione in base alla quale vengono progettate le travi è il momento flettente. Nel graticcio le travi sono inflesse, anche se la perpendicolarità e la continuità dei nodi fanno sì che la flessione in un piano provochi una torsione nel piano ortogonale.

In un programma di calcolo come Sap 2000, su cui è stata modellata la struttura, è possibile vedere tra i risultati anche la torsione. Tuttavia si tratta di un contributo trascurabile rispetto alla flessione in graticci composti da travi alte.

Il graticcio, quindi, ha una serie di appoggi puntuali collocati tra i reperti archeologici, e su di esso si imposta il Corpo 3, con la struttura a telai piani in cemento armato e un passo regolare.

Come visibile dalla pianta, le travi sono state definite con un interasse di 1,5 m, in entrambe le direzioni.

La struttura così descritta è stata modellata in Sap 2000, a partire da una sezione di primo tentativo per le travi - di 30x150 cm - per poi caricare i nodi e progettare le travi con il momento flettente che ne deriva. Ciascun nodo del graticcio è stato caricato in base alla propria area di influenza (quindi i nodi perimetrali avranno la metà della forza rispetto a quelli centrali). Infatti, anche se i pilastri della struttura sovrastante non si trovano su ogni nodo, il graticcio lavora proprio per ripartire i carichi tra tutte le sue travi e scaricarli a terra.

La forza puntuale F che agisce su ciascun nodo è quella relativa ai carichi del corpo 3, calcolata come segue.

Il peso proprio in kN del corpo 3, ottenuto dall'analisi in Sap del caso di carico *Dead (travi e pilastri)*, è stato ricondotto in kN/m<sup>2</sup>, dividendolo per l'area degli impalcati:

$$P_p = 8217,3 \text{ kN} / (5 \times 486) \text{ m}^2 = 3,38 \text{ kN/m}^2$$

A questo punto è stato sommato al carico strutturale ottenendo  $Q_{s1} = P_p + Q_s$ , per poi ottenere la F totale per le varie combinazioni, come:

$$F_{SLU} = (Q_{s1} \times 1,3 + Q_p \times 1,5 + Q_a \times 1,5) \times N^\circ \text{ piani} \times \text{Area influenza nodo}$$

$$F_{SLE} = (Q_{s1} \times 1 + Q_p \times 1 + Q_a \times 0,5) \times N^\circ \text{ piani} \times \text{Area influenza nodo}$$

$$F_{Sismica} = (Q_{s1} \times 1 + Q_p \times 1 + Q_a \times 0,3) \times N^\circ \text{ piani} \times \text{Area influenza nodo}$$

Questi valori sono stati applicati nei nodi centrali, mentre su quelli di bordo è stato dimezzato il valore della forza calcolata.

DEAD (Qtot)	DEAD (Qtot / n piani * area)	n piani	Area
8217,3	3,38	5,00	486,00
kN	kN/m <sup>2</sup>		m <sup>2</sup>

Graticcio primo tentativo 30x150

Graticcio	area influenza	Qs + dead	Qp	Qa	F SLU	F SLE	F sismica
	2,25	6,80	3,57	2,00	193,47	127,93	123,43

-Tipologia Costruttiva:

graticcio di travi in cemento armato

-Materiali:

acciaio B450 C

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

calcestruzzo C50/60

$f_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = 28,33 \text{ N/mm}^2$

-Forze sui nodi

nodi centrali

198,08 kN

nodi di bordo

99,04 kN

-Trave:

luce

$l = 1,5 \text{ m}$

### TRAVI PRIMO TENTATIVO 30x150 cm

Per il progetto del graticcio è stato impiegato un calcestruzzo ad alta resistenza, di classe C 50/60, quindi sarebbe stato opportuno progettare anche il corpo 3 con la stessa classe.



Una volta modellato e caricato il graticcio su Sap, è stata mandata l'analisi strutturale (carichi verticali + peso proprio) per ottenere il valore del momento massimo di progetto.

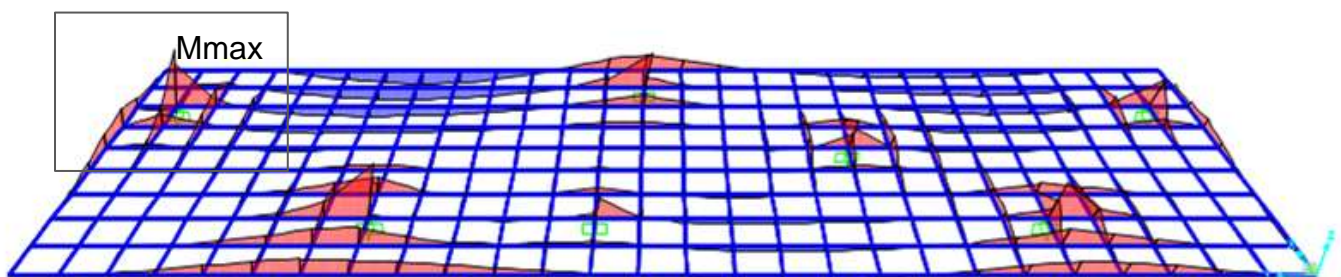
Il  $M_{max}$  risultava essere di circa 7000 kNm, ma si è notato che solo un gruppo molto ristretto di travi era interessato da momenti vicini a quel valore. Sono stati quindi individuati nel modello i gruppi più critici di travi, che mostravano un'eccessiva distanza tra gli appoggi o momenti molto alti concentrati in prossimità di un appoggio.

Compatibilmente con la presenza dei resti archeologici, è stato incrementato il numero degli appoggi da 7 a 9, traendo beneficio in termini di sollecitazione sulle travi. Successivamente sono stati riposizionati gli appoggi nei quali si verificava una concentrazione di momenti molto elevati, rispetto alle altre zone del graticcio.

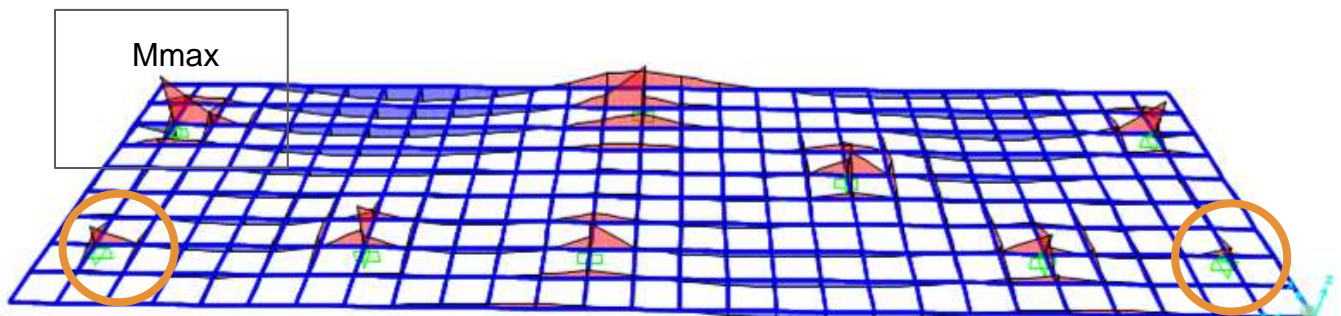
Di seguito sono mostrati i passaggi effettuati, che hanno portato ad una configurazione più equilibrata.

In questo modo è stato ottenuto, infatti, un *range* di momenti più omogeneo, in cui il momento massimo utile al progetto delle travi è di 3737,69 kNm.

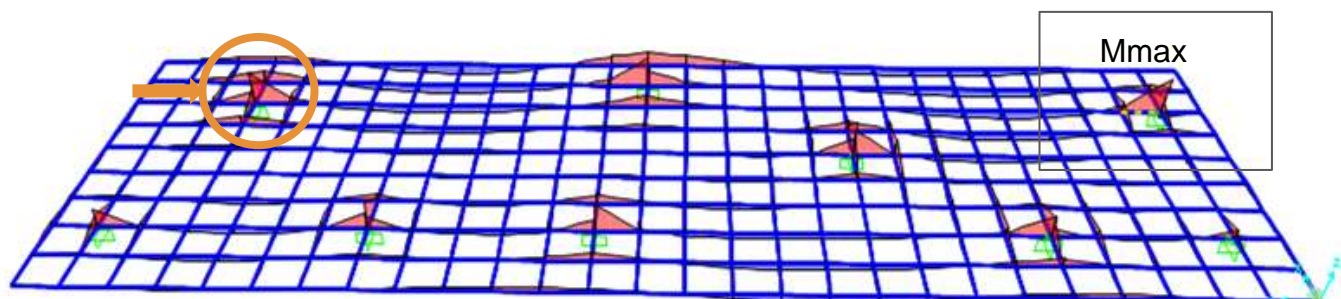
### 7 APPOGGI



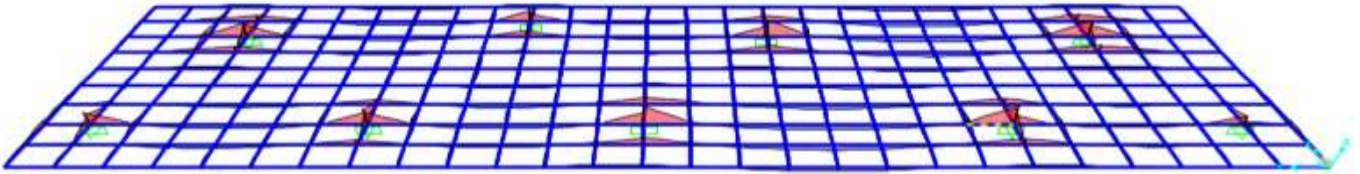
### 9 APPOGGI



### SPOSTAMENTO 1



## CONFIGURAZIONE FINALE



La sezione della trave di primo tentativo copre il momento massimo estrapolato dal modello Sap con la combinazione di forze verticali + peso proprio, pertanto risulta verificata.

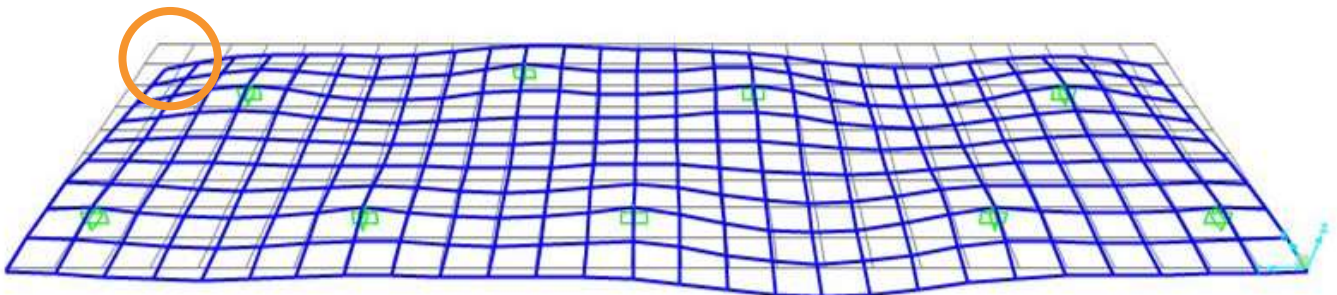
luce (m)	Mmax (KN*m)	fyk (N/mm <sup>2</sup> )	fyd (N/mm <sup>2</sup> )	fck (N/mm <sup>2</sup> )	fed (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta$	r	b (cm)	hu (cm)	$\delta$ (cm)	Hmin (cm)	H	H/I	area (m <sup>2</sup> )	Peso unitario	
1,50	3737,69	450,00	391,30	50,00	28,33	0,52	2,16	30,00	142,96	5,00	147,96	150,00	0,99	0,45	11,25	ok

→ **TRAVI 30x150 cm**

Dalla verifica agli SLE l'abbassamento delle travi del graticcio, risulta 3,70 mm, inferiore a 1/250 della distanza massima tra due appoggi.

		v max(mm)	l max (m)	l/vmax	l/vmax > 250
COMBO_SLE	Abbassamento massimo	3,70	12,00	3243,24	VERO

Dunque il controllo di abbassamento del graticcio è verificato, in quanto si ha un V max di 3,7 mm, rispetto alla tolleranza di 1/250 della luce, che è 48 mm.





Per i pilastri - a sostegno del graticcio - è stata considerata una sezione di primo dimensionamento di 70x70 cm. Dal Sap è stato estrapolato il valore di N max dalle Joint Reactions con il quale è stata ricavata l'area minima del pilastro, riducendo la resistenza del cls a favore di sicurezza:

$$A_{min} = N / (0,6 \cdot f_{cd})$$

	kN	N/mm <sup>2</sup>		mm <sup>2</sup>		mm		mm	sezione
<b>N max pilastro</b>	7716	0,6*f <sub>cd</sub>		<b>A min</b> 453882		<b>I min</b> 673,71		<b>I</b> 700	700x700

Successivamente è stata verificata la sezione a pressoflessione.

In un primo approccio è stata calcolata la forza sismica complessiva F<sub>s</sub>, quindi è stato ricavata la F<sub>s</sub> agente sul pilastro come F<sub>s</sub>\* = F<sub>s</sub> / 9 (numero totale degli appoggi del graticcio). Considerando il pilastro con lo schema della mensola incastrata a terra è stato calcolato il valore del momento sul pilastro: M = F<sub>s</sub>\* x h pilastro.

FORZA SISMICA	area	n piani				
	450	5				
	DEAD edificio 3	DEAD graticcio	Q <sub>s</sub>	Q <sub>p</sub>	20%N	30%Q <sub>a</sub>
	8217,03	8806,15	3,42	3,57	0,1	0,6
	P	32750,68				
	w	34145,68	<b>F<sub>s</sub></b> 2560,93			
	c	0,075				
<b>F<sub>s</sub> sul pilastro = F<sub>s</sub> / 9 appoggi</b>						
<b>F<sub>s</sub> pilastro</b> 284,5						

H pilastro 4,5

PILASTRO 1 2					
joint	212	Nmax	-7716,00	M	1280,46
joint	108	Nmin	-3498,06	M	1280,46
joint	242	Nmedio	-5543,53	M	1280,46

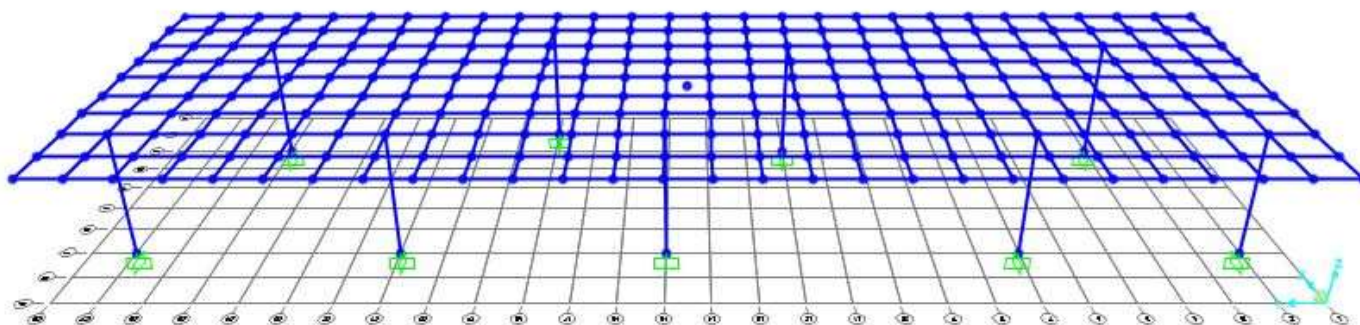
N presi da Sap  
M = F<sub>s</sub> pilastro \* H pilastro

VERIFICHE PILASTRI													
PILASTRI	b	700	h	700									
	A	490000	W	57166667									
	joint	212	e	165,95	h/6 < e < h/2	u=h/2-e	184,05	σ <sub>max</sub>	2N/3*u*b	39,93	>	28,33	NO
	joint	108	e	366,05	h/6 < e < h/2	u=h/2-e	-16,05	σ <sub>max</sub>	2N/3*u*b	-207,58	>	28,33	NO
	joint	242	e	230,98	h/6 < e < h/2	u=h/2-e	119,02	σ <sub>max</sub>	2N/3*u*b	44,36	>	28,33	NO

VERIFICHE PILASTRI													
PILASTRI	b	1000	h	1000									
	A	1000000	W	166666667									
	joint	108	e	165,95	h/6 < e < h/2	u=h/2-e	334,05	σ <sub>max</sub>	2N/3*u*b	15,40	<	28,33	OK
	joint	0	e	366,05	h/6 < e < h/2	u=h/2-e	133,95	σ <sub>max</sub>	2N/3*u*b	17,41	<	28,33	OK
	joint	242	e	230,98	h/6 < e < h/2	u=h/2-e	269,02	σ <sub>max</sub>	2N/3*u*b	13,74	<	28,33	ok

Da questa prima analisi è emerso che la sezione 70x70 cm non era sufficiente, dunque è stata aumentata a 100x100 cm e le tre verifiche considerando valori di N<sub>max</sub>, N<sub>min</sub> e N<sub>medio</sub> - valori estrapolati da Sap - sono andate a buon fine.

In un secondo momento sono stati modellati i pilastri e dunque ricavati dal Sap valori più accurati di N agenti e M agenti corrispondenti. Sono state applicate nei nodi del graticcio una F sismica lungo z calcolata secondo la combinazione sismica e la forza sismica F<sub>s</sub> nel centro di massa del graticcio nelle due direzioni (sisma x e sisma y). Sono state calcolate le Combo\_sisma x e Combo\_sisma y ed è stata scelta la più sfavorevole per effettuare le verifiche.



FORZA SISMICA	area	450	n piani	5		
	DEAD edificio 3	8217,03	DEAD graticcio	8806,15	Qs	3,42
					Qp	3,57
					20%N	0,1
					30%Qa	0,6
	P	32750,68				
w	34145,68	Fs	2560,93			
c	0,075					

		PILASTRO			
combo sisma x	frame 5	Nmax	-5479,95 M	880,83	N presi da Sap M presi da Sap
	frame 4	N	-3818,50 M max	958,19	
	frame 1	N	-2567,74 M	492,34	

VERIFICHE PILASTRI												
PILASTRI	b	700	h	700								
	A	490000	W	57166666,67								
	frame 5	e	124,24	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	225,76	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	23,12	<	28,33	ok
	frame 4	e	250,93	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	99,07	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	36,71	>	28,33	NO
frame 1	e	191,74	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	158,26	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	15,45	<	28,33	ok	

sezione pilastri 800x800

		PILASTRO			
combo sisma x	frame 5	Nmax	-5477,92 M	701,93	N presi da Sap M presi da Sap
	frame 4	N	-3828,66 M max	1106,34	
	frame 1	N	-2592,26 M	432,15	

VERIFICHE PILASTRI												
PILASTRI	b	800	h	800								
	A	640000	W	85333333,33								
	frame 5	e	128,14	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	271,86	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	16,79	<	28,33	ok
	frame 4	e	288,96	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	111,04	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	28,73	>	28,33	NO
frame 1	e	166,71	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	233,29	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	9,26	<	28,33	ok	

sezione pilastri 900x900

		PILASTRO			
combo sisma x	frame 5	Nmax	-5479,38 M	730,53	N presi da Sap M presi da Sap
	frame 4	N	-3843,64 M max	1265,33	
	frame 1	N	-2712,81 M	591,62	

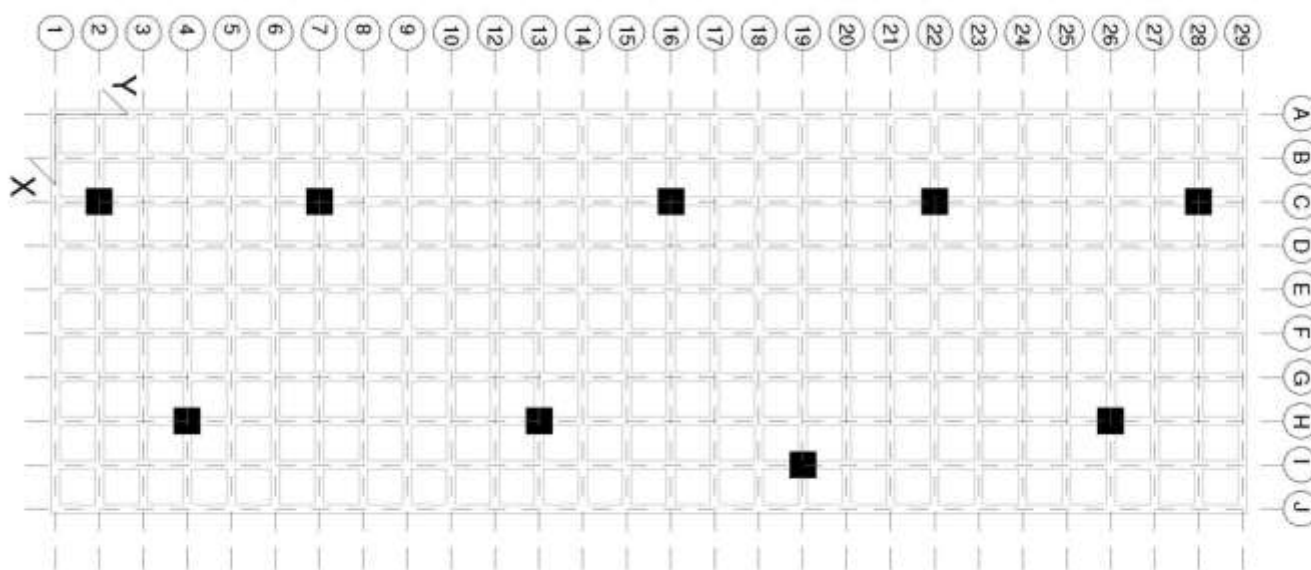
VERIFICHE PILASTRI												
PILASTRI	b	900	h	900								
	A	810000	W	121500000								
	frame 5	e	133,32	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	316,68	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	12,82	<	28,33	ok
	frame 4	e	329,20	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	120,80	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	23,57	<	28,33	ok
frame 1	e	218,08	$h/6 < e < h/2$	$u=h/2-e$	231,92	$\sigma_{max}$	$2N/3 \cdot u \cdot b$	8,66	<	28,33	ok	

Dalla verifica a pressoflessione - per coppie di sollecitazione estratte dal Sap - risulta una sezione verificata di 90x90 cm.

I pilastri 90 x 90 rappresentano i controventi dell'intero corpo, che rispondono all'azione orizzontale, trasmettendola al terreno. Per calcolare il centro delle rigidezze, la rigidezza del pilastro è stata assimilata a quella di una mensola incastrata a terra, quindi con rigidezza  $3EI/h^3$ . E' stato calcolato il centro di rigidezza dei pilastri con le seguenti formule:

$$x_C = \frac{\sum_{i=1}^n k_{vi} \cdot d_{vi}}{k_{v\_tot}}$$

$$y_C = \frac{\sum_{i=1}^n k_{oi} \cdot d_{oi}}{k_{o\_tot}}$$



CENTRO DELLE RIGIDENZE			
E	3,73E+07	kN/m <sup>2</sup>	
b	0,9	m	
h	0,9	m	
I	5,47E-02	m <sup>4</sup>	
h pilastro	4,5	m	
	<b>K</b>	<b>dv</b>	<b>do</b>
	<b>kN/m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
C2	67098,60	3	1,5
H4	67098,60	10,5	4,5
C7	67098,60	3	9
H12	67098,60	10,5	16,5
C15	67098,60	3	21
I18	67098,60	12	25,5
C21	67098,60	3	30
H25	67098,60	10,5	36
C27	67098,60	3	39
ktot	603887,40		

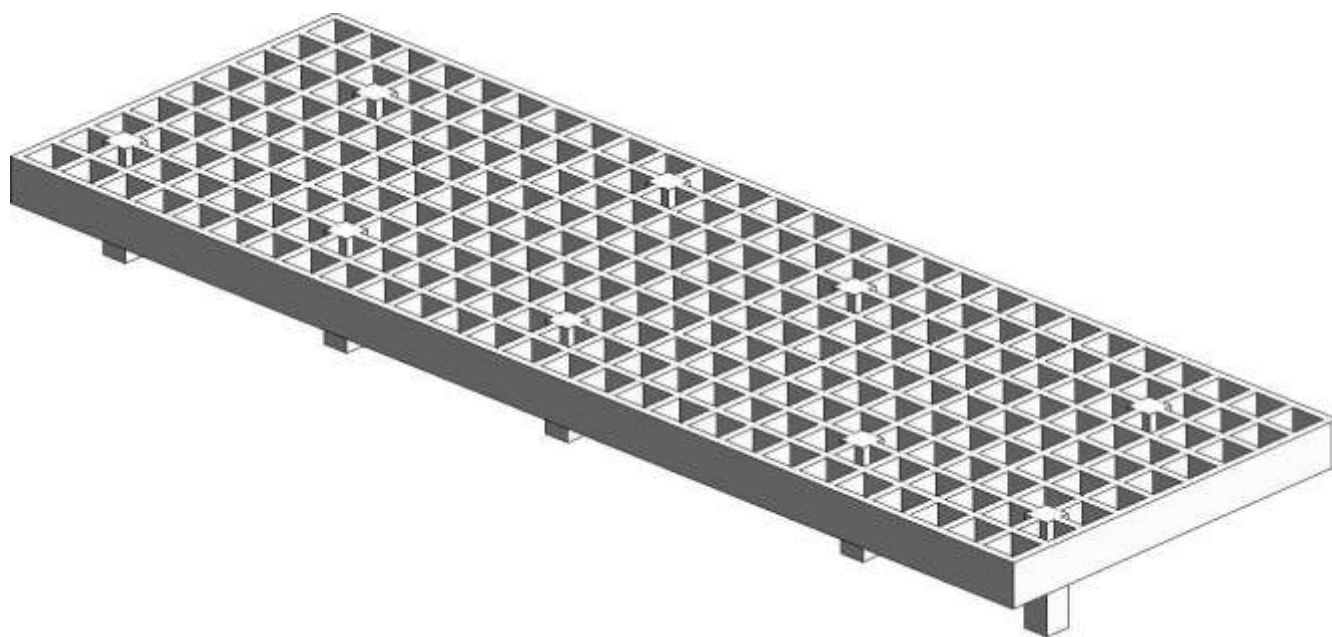
  

Xc	6,5
Yc	20,3

La disposizione dei pilastri, funzionale a non intercettare i reperti archeologici, ha comunque portato ad avere il centro delle rigidezze coincidente con il centro di massa del graticcio.



## GRATICCIO - VERIFICATO



**TRAVI** 30 x 150 cm

**PILASTRI** 90 x 90 cm

