



*UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA*

*Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura*

*Corso di laurea magistrale in Ingegneria Civile Strutturale e  
Geotecnica*

*Corso di Progetto di strutture in zona sismica*

*Anno Accademico 2016/17*

## **MODELLAZIONE DI UN EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO IN ZONA SISMICA**

**DOCENTE:** Prof. Ing. Fabio Neri

**STUDENTE:** Giuseppe Ermanno Gentile

MATRICOLA 049/000149

## Relazione generale e validazione del progetto

### Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito a Valverde Maugeri in via S. Benedetto 9 in provincia di Catania. Le caratteristiche del suolo su cui esso deve sorgere sono descritte in dettaglio nella relazione geotecnica. Per tali caratteristiche esso può essere classificato, ai fini sismici, come suolo di tipo C.

L'edificio è destinato ad abitazione. Per esso si prevede una vita nominale  $V_N$  di 50 anni ed una classe II (costruzione il cui uso prevede normale affollamento) e quindi un periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica di 50 anni. Il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica è quindi 50 anni per lo stato limite di danno SLD e 475 anni per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV. Nella tabella che segue sono riportati i valori dei parametri di pericolosità sismica per il sito.

Tab. 1. Parametri che individuano la sismicità della zona

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.084	2.551	0.24
Danno (SLD)	50	0.103	2.544	0.251
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.220	2.54	0.323
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.286	2.499	0.349

Sulla base di tali valori sono stati ricavati i valori dei parametri  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  che descrivono lo spettro di risposta elastico per SLD e SLV per suolo C, riportati nella tabella che segue.

Tab. 2. Parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico

Stato limite	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	1.500	0.139	0.416	2.012
SLV	1.365	0.164	0.492	2.480

Nella figura che segue sono riportati i due spettri di risposta elastica, per SLD e SLV. Il valore massimo dell'accelerazione, nel tratto compreso tra  $T_B$  e  $T_C$ , è pari rispettivamente a 0.763 g per SLV e 0.393 g per SLD.

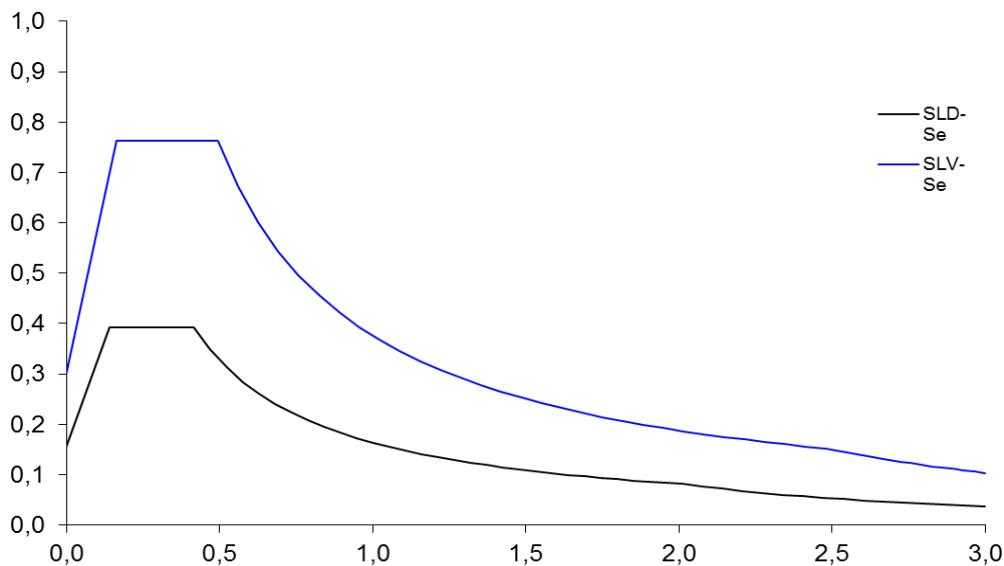


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

### Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano terra e cinque piani in elevazione e quindi da un totale di sei impalcati liberi. La pianta ha una forma rettangolare, con due appartamenti ed un vano scala centrale. La copertura è costituita da un tetto a due falde con una pendenza del 35%, il cui accesso al sottotetto è consentito tramite una botola per la manutenzione. La scelta di installare un ascensore idraulico è stata dettata dalle dimensioni del sottotetto che non consente l'allocazione del vano motore dell'ascensore, in base alle disposizioni dettate dalla relativa normativa. Nelle figure che seguono sono riportate la pianta del piano tipo, la pianta copertura tetto a due falde ed i prospetti nord e sud dell'edificio

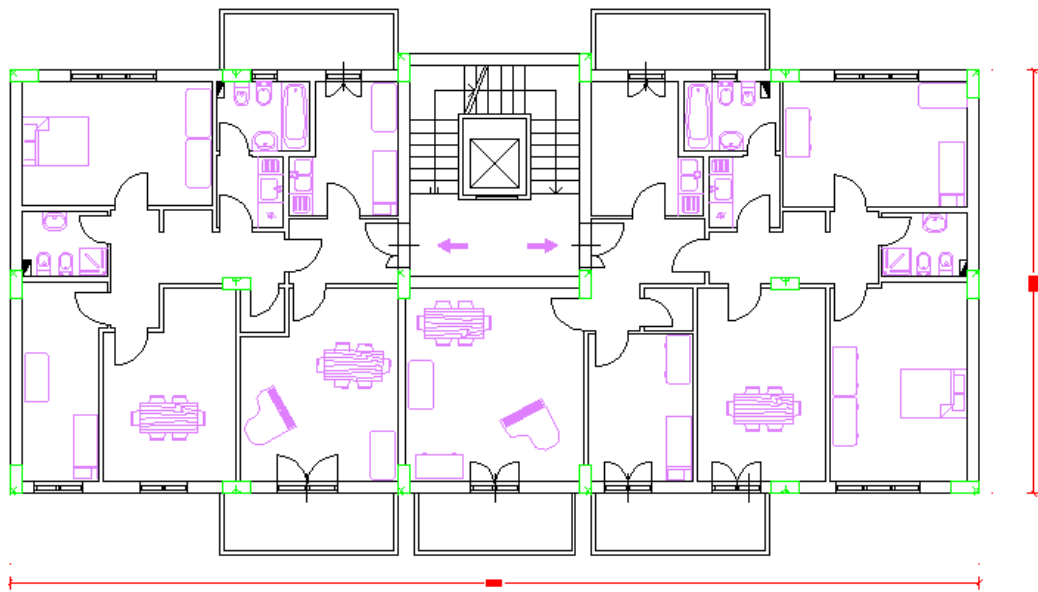


Fig. 2. Pianta piano tipo

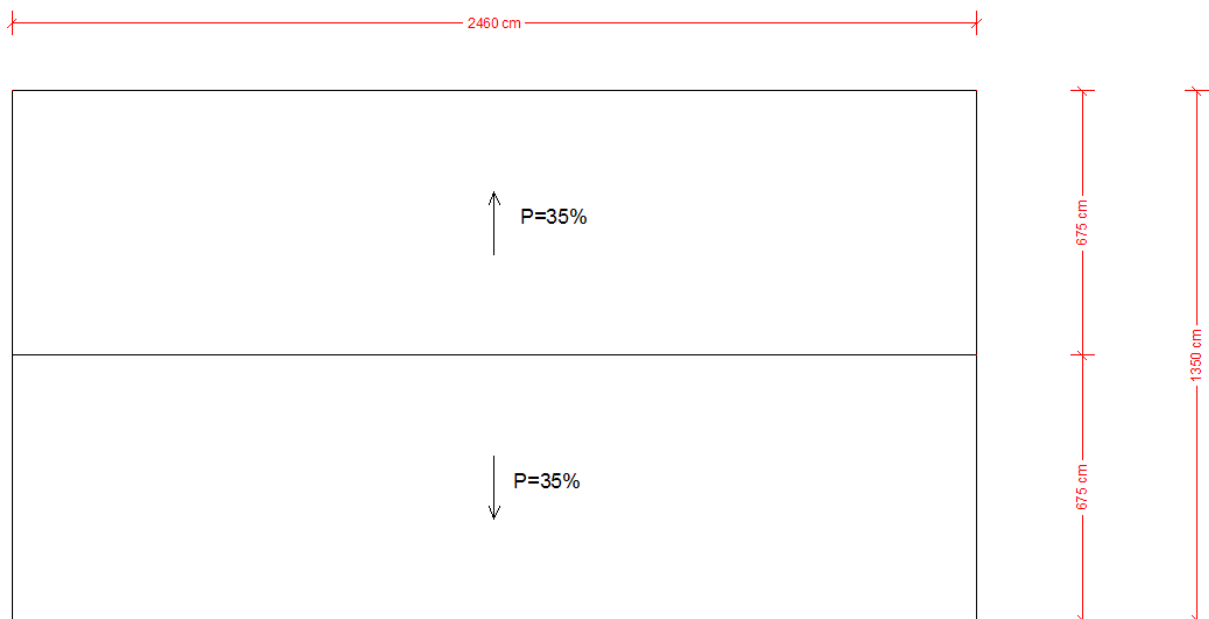


Fig. 3. Pianta copertura Tetto a due falde

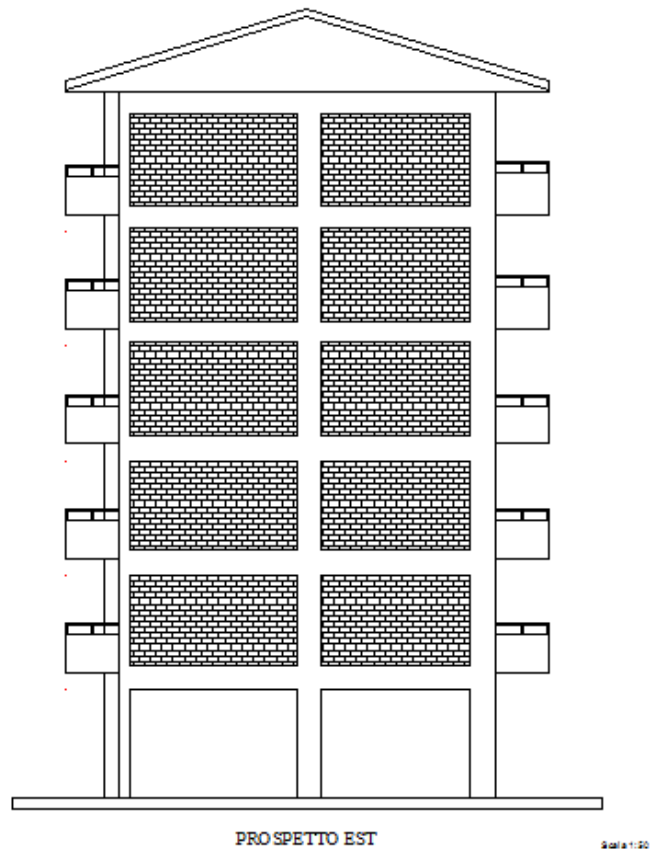


Fig.4. Prospetto Nord- Prospetto Est

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri hanno tutti sezione  $30 \times 70$ . I pilastri mantengono la stessa sezione a tutti i piani. Le travi emergenti hanno in genere sezione  $30 \times 70$  ai primi tre impalcati e  $30 \times 60$  al quarto impalcato fino al sesto ed ultimo impalcato. Le travi a spessore hanno tutte sezione  $30 \times 22$ .

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

piano	pilastri	travi emergenti
6°	$30 \times 70$	$30 \times 60$
5°	$30 \times 70$	$30 \times 60$
4°	$30 \times 70$	$30 \times 60$
3°	$30 \times 70$	$30 \times 70$
2°	$30 \times 70$	$30 \times 70$
1°	$30 \times 70$	$30 \times 70$

La scala è realizzata con una soletta rampante. La scala è realizzata con lo schema alla Giliberti ed è composta da tre rampe. Le rampe che partono da ciascun impalcato sono portate da una trave posta a livello dell'impalcato stesso (mediante pilastri con funzione di tiranti e puntoni) e sono giuntate rispetto alle rampe degli impalcati adiacenti, in modo da non costituire in alcun modo un vincolo mutuo tra gli impalcati.

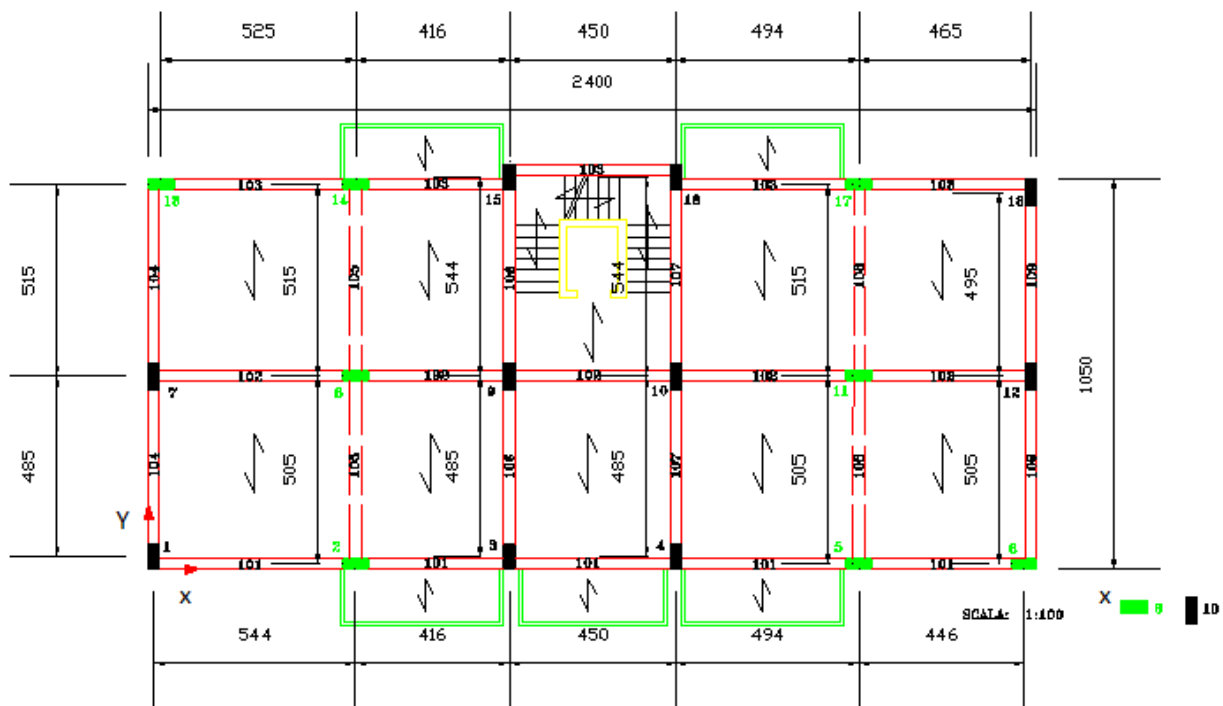


Fig. 5. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

Si nota innanzitutto che tutti i pilastri danno un rilevante contributo all'assorbimento dell'azione sismica nella direzione in cui la sezione, di forma rettangolare, si presenta di coltello e quindi di maggiore rigidità, perché collegati ad almeno una trave emergente. Pertanto questi pilastri e le travi ad essi collegate devono considerarsi elementi principali per la direzione di maggiore rigidità. Gli stessi pilastri danno invece un contributo poco rilevante nella direzione in cui presentano

minore rigidezza e, anche se inseriti nel calcolo, possono considerarsi sostanzialmente elementi secondari. Tutte le travi a spessore possono anch'esse considerarsi elementi secondari.

Si nota inoltre che la distribuzione dei pilastri è abbastanza uniforme, senza travi particolarmente corte e rigide che potrebbero portare a concentrazioni di tensioni.

Dei 18 pilastri, 8 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con  $x$ ) e 10 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (che si indica con  $y$ ). Visto il numero di pilastri rigidi e di travi emergenti presenti nelle due direzioni e tenendo conto del fatto che tutti i pilastri hanno la stessa sezione, la rigidezza della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni. Le travi emergenti nella direzione orizzontale sono tre contro le quattro della direzione verticale.

La distribuzione dei pilastri appare bilanciata rispetto sia alla direzione orizzontale che verticale considerando dell'asse baricentrico della pianta.

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, né cambi di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. La sezione dei pilastri si mantiene addirittura costante. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, riducendosi solo al quarto impalcato sino al sesto ed ultimo impalcato.

L'impalcato, data la sua forma rettangolare, si presenta adeguatamente compatto e dotato di una soletta continua di spessore pari a 4 cm. Il foro dell'ascensore ha dimensioni modeste e non crea alcun problema all'impalcato.

La rigidezza della trave di fondazione è tale da consentire di ipotizzare un vincolo rigido (incastro) al piede dei pilastri.

Le pareti di tamponamento, distribuite abbastanza uniformemente lungo il perimetro dell'edificio e intorno alla zona scala, non sono particolarmente rigide. Poiché la struttura è dotata di pilastri e travi emergenti di buone dimensioni, si ritiene trascurabile l'effetto dell'incremento di periodo dovuto al contributo irrigidente delle tamponature. La distribuzione planimetrica delle tamponature non fa pensare a rilevanti influenze sul comportamento torsionale della struttura. Le tamponature si ripetono in maniera sostanzialmente identica a tutti i piani e non hanno quindi influenza sulla regolarità in altezza dell'edificio.

### **Previsione numerica del comportamento della struttura**

Per avere un termine di paragone con il quale giudicare i risultati forniti dal calcolo si è effettuata una valutazione semplificata delle caratteristiche di sollecitazione nella struttura, usando modelli molto semplici secondo quanto richiesto dal capitolo 10 delle NTC 08.

Il calcolo è stato effettuato facendo riferimento ad una analisi lineare statica. Si è scelto di progettare la struttura come classe di duttilità alta (CD "A"). Si tratta di una struttura intelaiata, con più piani e più campate, sicuramente regolare in altezza e probabilmente anche regolare in pianta (ai fini della valutazione del fattore di struttura un edificio deve essere considerato regolare in pianta se presenta un comportamento sostanzialmente bilanciato). È quindi possibile utilizzare un valore del fattore di struttura  $q$  pari a  $4.5 \times 1.3 = 5.85$ . Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue.

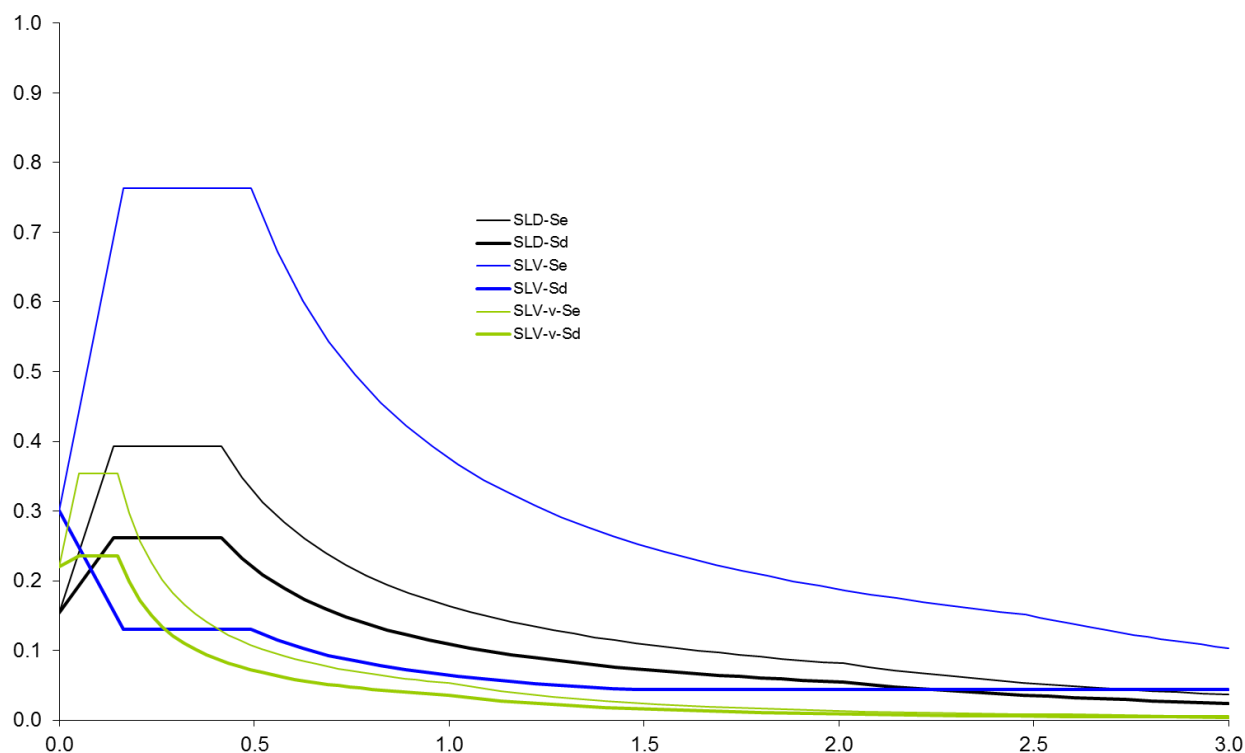


Fig. 6. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e  $q=5.85$

Le masse di piano possono essere stimate moltiplicando la superficie dell'impalcato per una incidenza di massa (o di peso) a metro quadro stimata approssimativamente. Si è ritenuto corretto utilizzare il valore di  $10 \text{ kN/m}^2$  per tutti gli impalcato, tranne che per copertura e del tetto, con una carpenteria interamente lignea, per i quali si è utilizzato il valore  $9 \text{ kN/m}^2$ .

### Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Successivamente sono state riviste le misure delle sezioni trasversali degli elementi strutturali prese in considerazione nel predimensionamento sono stati calcolati i pesi delle masse di piano per ogni impalcato.

I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 4. Masse di piano

Piano	Area $A \text{ [m}^2\text{]}$	Massa $m \text{ [t]}$	Peso $W \text{ [kN]}$	$W/A \text{ [kN/m}^2\text{]}$
6°	332.1	294.3	2887.3	8.7
5°,4°	286.8	325.7	3194.9	11.1
2°,3°	286.8	334.1	3277.5	11.4
1°	286.8	334.1	3277.5	11.4

Nel calcolo effettuato riportato nella tabella 10 sono state considerate le tamponature gravanti sull'impalcato per metà altezza e quelle dell'impalcato sottostante sempre per metà altezza, stesso discorso per quanto concerne i pilastri.

In direzione  $x$  abbiamo 8 pilastri  $30 \times 70$  e 3 travi, ognuna costituita da 5 campate,  $30 \times 70$  ( $30 \times 60$ ) dal 4° impalcato sino al 6° ed in direzione  $y$ , 10 pilastri  $30 \times 70$  e 6 travi, ognuna costituita da 2 campate,  $30 \times 70$  ( $30 \times 60$ ) dal 4° impalcato sino al 6°).

Fornendo al programma Pro Sap i dati relativi alla geometria degli elementi strutturali, elencati qui sopra, ed i carichi unitari, sono state calcolate le masse di piano per ogni impalcato.

Tab. 5. Carichi unitari

elementi strutturali	$g_k$	$g'_k$	$q_k$	$g_k + \psi q_k$	$g_d$	$q_d$	$g_d + q_d$
Solaio tipo	3.83	1.60	2.00	6.03	7.06	3.00	10.06
Solaio di copertura	3.10		0.50	3.10	4.03	0.75	4.78
Balconi	3.51		4.00	5.91	4.56	6.00	10.56
scala	8.65		4.00	11.05	11.24	6.00	17.24
tamponatura	6.00			6.00	7.80		7.80
trave ( $30 \times 60$ )	3.66			3.66	4.76		4.76
trave ( $30 \times 22$ )	0.81			0.81	1.05		1.05
Pilastri ( $30 \times 70$ )	14.07			14.07	18.29		18.29
P.P. (Trave)	3.66			3.66			4.76

Sono riportati nella tabella che segue i valori ottenuti delle masse di piano ed i pesi per ogni impalcato.

Tab. 6. Masse di piano (Pro Sap)

Piano	Area A [m <sup>2</sup> ]	Massa m [t]	Peso W [kN]	W/A [kN/m <sup>2</sup> ]
6°	332.1	267.6	2625.4	7.9
5°, 4°	286.8	305.4	2996.2	10.4
2°, 3°	286.8	314.0	3080.1	10.7
1°	286.8	316.4	3103.8	10.8

Dobbiamo tenere conto per il confronto dei risultati ottenuti, che per il Pro Sap le tamponature gravano sull'impalcato di competenza, stesso discorso per quanto concerne per i pilastri.

Nel calcolo dei carichi gravanti sull'impalcato sono stati considerati per il 6° impalcato (vedi tabella 10), metà altezza delle tamponature provenienti dal 5° impalcato, stesso discorso per i pilastri su 18 pilastri la metà.

Nel Pro Sap, per il 6° impalcato sono esclusi dal conteggio metà altezza delle tamponature provenienti dal 5° impalcato e stesso discorso per i pilastri.



Sono stati confrontati i risultati riportati nelle tabelle 5 e 6 calcolando le differenze e le differenze in percentuali, riportate nella tabella seguente.

Tab. 7. Masse di piano (Confronto tra calcolo effettuato e Pro Sap)

Piano	Area A [m2]	Calcolo Eff.	Pro Sap		
		Peso W [kN]	Peso W [kN]	$\Delta W$ [kN]	$\Delta W$ %
6°	332.1	2887.3	2625.4	261.9	9.1
5°,4°	286.8	3194.9	2996.2	198.7	6.2
2°,3°	286.8	3277.5	3080.1	197.4	6.0
1°	286.8	3277.5	3103.8	173.7	5.3

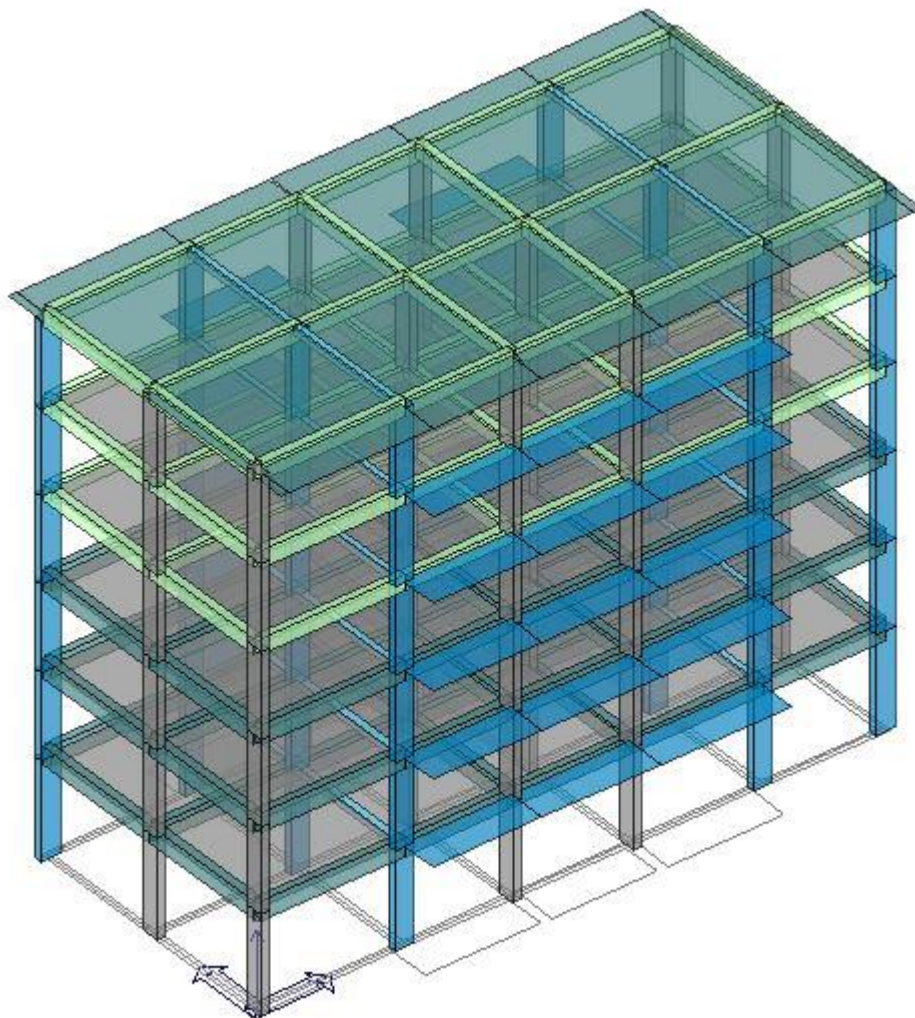


Fig. 7. Modellazione su Pro Sap dell'Edificio incastrato alla base

## Programma di calcolo e modellazione della struttura

La struttura è stata calcolata utilizzando il programma Tel2008, un programma freeware realizzato da Aurelio Gheresi. Il programma e la relativa documentazione sono disponibili nel sito internet [www.dica.unict.it/users/agheresi/software](http://www.dica.unict.it/users/agheresi/software).

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. La scelta di modellare come incastro il vincolo costituito da fondazione e terreno è giustificata dalla notevole rigidità della fondazione. La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato, che non presenta particolari debolezze. Entrambe queste scelte vengono comunque confermate successivamente, dall'esame dei risultati del calcolo.

La scelta di utilizzare il modello di insieme spaziale di telai piani è giustificata dalla disposizione dei pilastri, che fanno sì che la struttura sia in effetti sostanzialmente costituita da due insiemi di telai piani ortogonali tra loro, con pilastri continui a tutti i piani e senza elementi in falso. Il modesto disallineamento di alcuni pilastri non inficia la validità del modello, sia per il piccolo valore di questo disallineamento che per il fatto che gli elementi non perfettamente allineati danno un contributo secondario all'assorbimento dell'azione sismica (sono pilastri di piatto e travi a spessore).

La struttura intelaiata non presenta alcuna particolarità che richieda altre considerazioni sulla modellazione. Si sottolinea in particolare che anche la soletta rampante della scala non costituisce vincolo mutuo tra gli impalcati, essendo costituita da rampe separate in corrispondenza del pianerottolo di riposo e collegate direttamente all'impalcato di provenienza.

## Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati

La struttura è stata analizzata mediante analisi lineare. L'effetto del sisma è stato valutato mediante analisi modale con spettro di risposta. Lo spettro utilizzato è quello di progetto, ottenuto dai dati del sito e dall'uso di un fattore di struttura  $q=5.85$ , già riportato in precedenza.

Sono stati risolti sei schemi base.

1. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione non sismica ( $g_d+q_d$ ), applicati a tutte le campate.
2. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione sismica ( $g_k+\psi_2 q_k$ ), applicati a tutte le campate.
3. Analisi modale per sisma agente in direzione  $x$ , con centro di massa nella sua posizione nominale.
4. Analisi modale per sisma agente in direzione  $y$ , con centro di massa nella sua posizione nominale.
5. Effetto della eccentricità accidentale per sisma agente in direzione  $x$ , valutata mediante l'applicazione di coppie di piano.
6. Effetto della eccentricità accidentale per sisma agente in direzione  $y$ , valutata mediante l'applicazione di coppie di piano.

Si noti che le coppie da applicare per lo schema 5 e 6 sono state determinate moltiplicando l'eccentricità accidentale per le forze valutate per analisi statica, forze a loro volta calcolate tenendo conto dell'effettivo periodo proprio della struttura nelle due direzioni fornito dall'analisi modale (0.756 s per direzione  $x$ , 0.833 s per direzione  $y$ ). Il dettaglio della determinazione delle coppie di piano è riportato nel foglio di calcolo.

### Esame dei risultati del calcolo ottenuti

Sono riportati qui di seguito i risultati ed il relativo confronto, ottenuti mediante l'utilizzo del Tel2008 e del Pro Sap.

I primi due schemi base di carico, carichi verticali massimi (in assenza di sisma) e minimi (in presenza di sisma) mostrano risultati coerenti con le previsioni. Ad esempio, nel telaio 1x (1;2;3;4;5;6) per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella figura che segue. I valori del momento flettente agli estremi delle travi sono pari a 46-100 kNm, con un valore massimo di 110.27 kNm, in linea con le previsioni di 109 kNm.

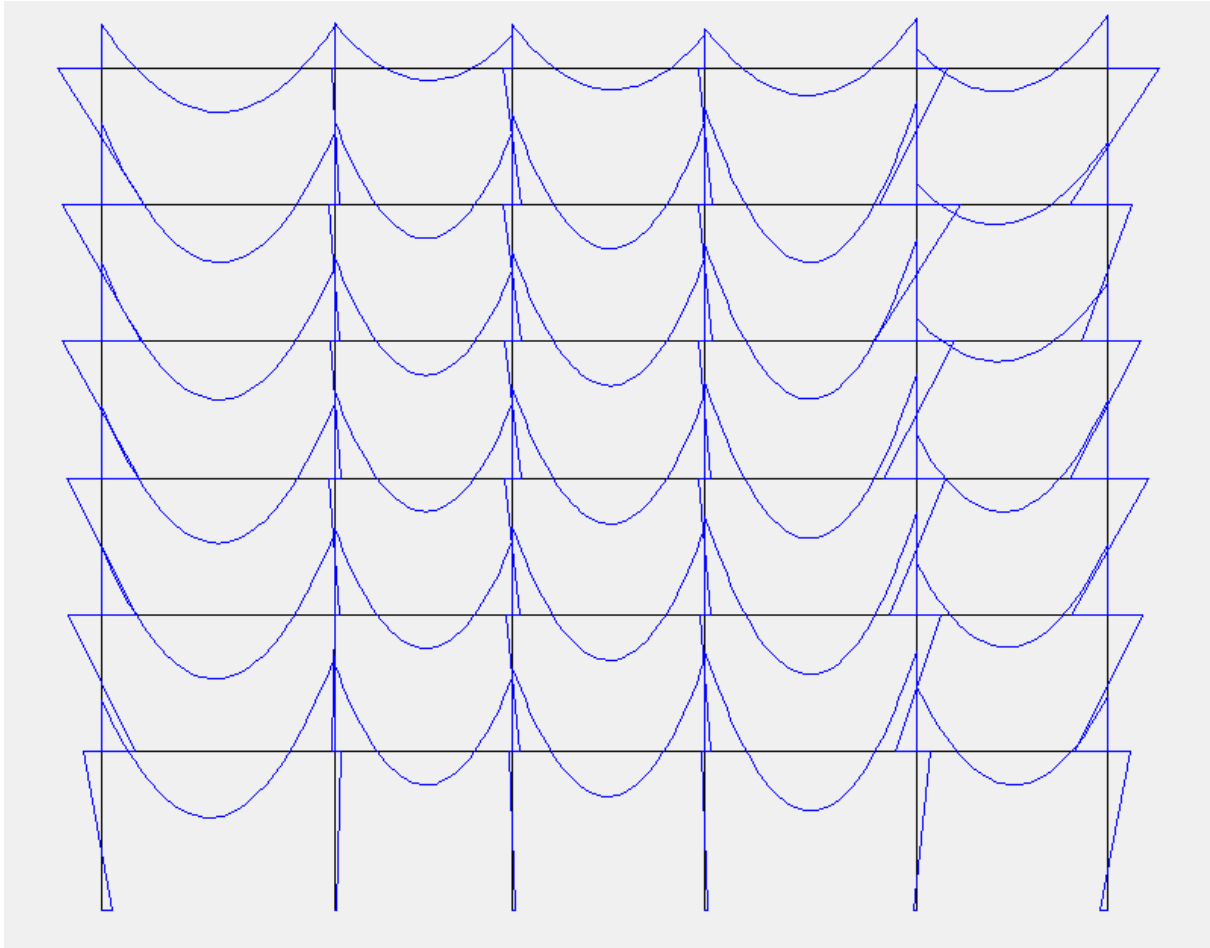


Fig. 8. Diagramma del momento flettente – telaio 1x (1;2;3;4;5;6), carichi verticali massimi

Nella figura 11 è riportato il diagramma del momenti flettente del telaio 1 per i carichi verticali massimi ottenuti dal Pro Sap.

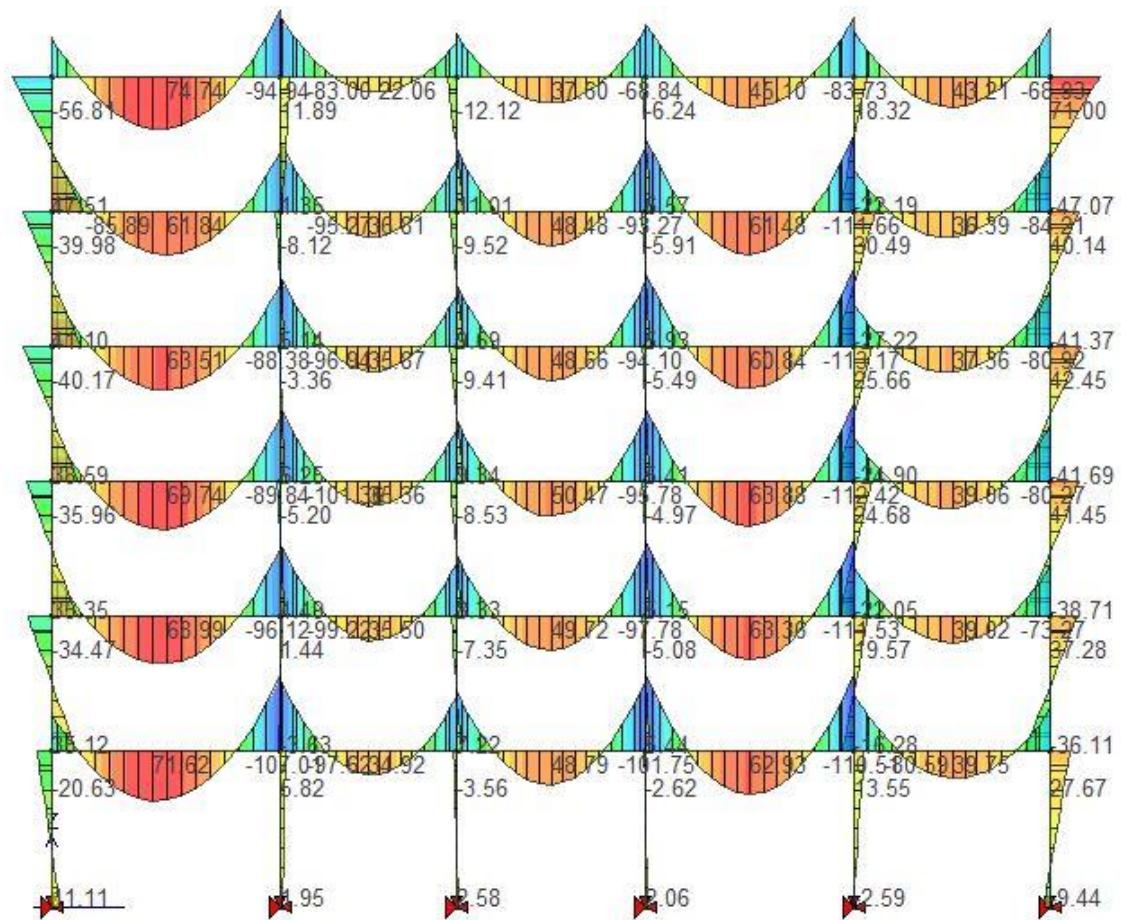
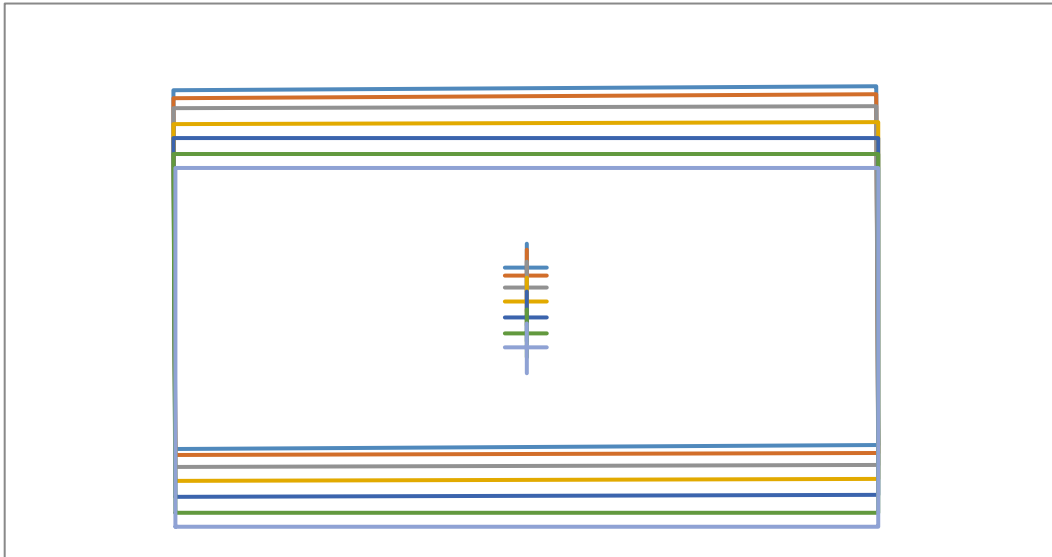
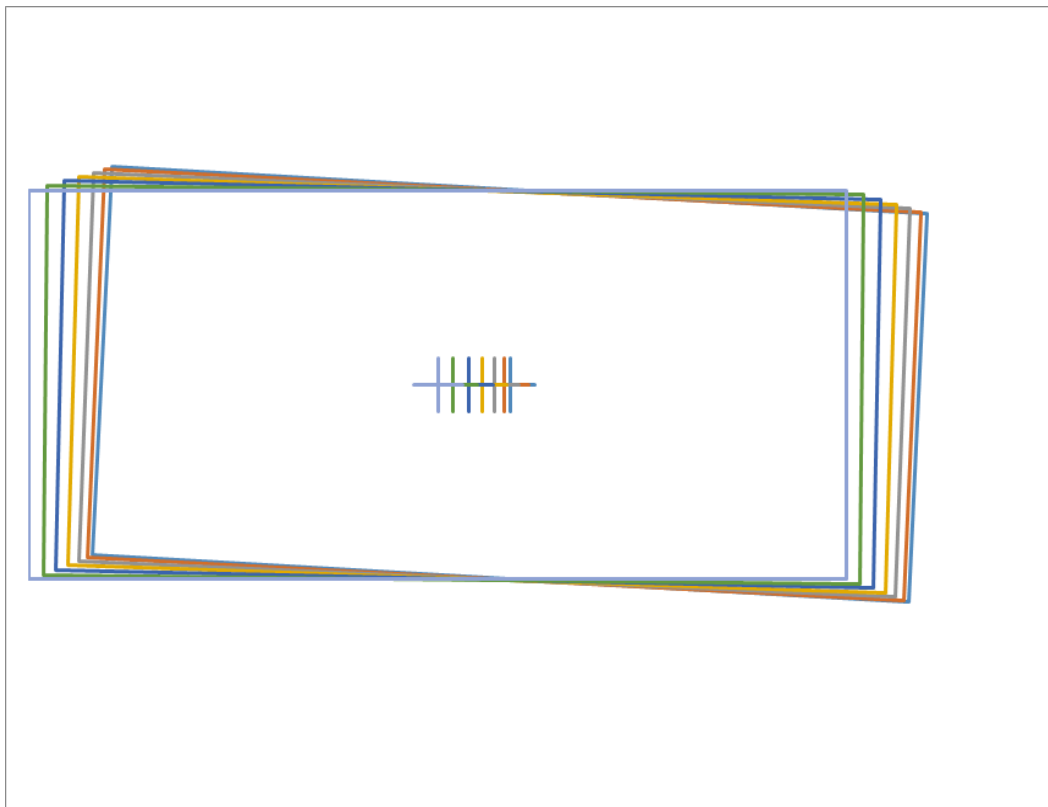


Fig. 9. Diagramma del momento flettente – telaio 1x (1;2;3;4;5;6), carichi verticali massimi, con il Pro Sap.

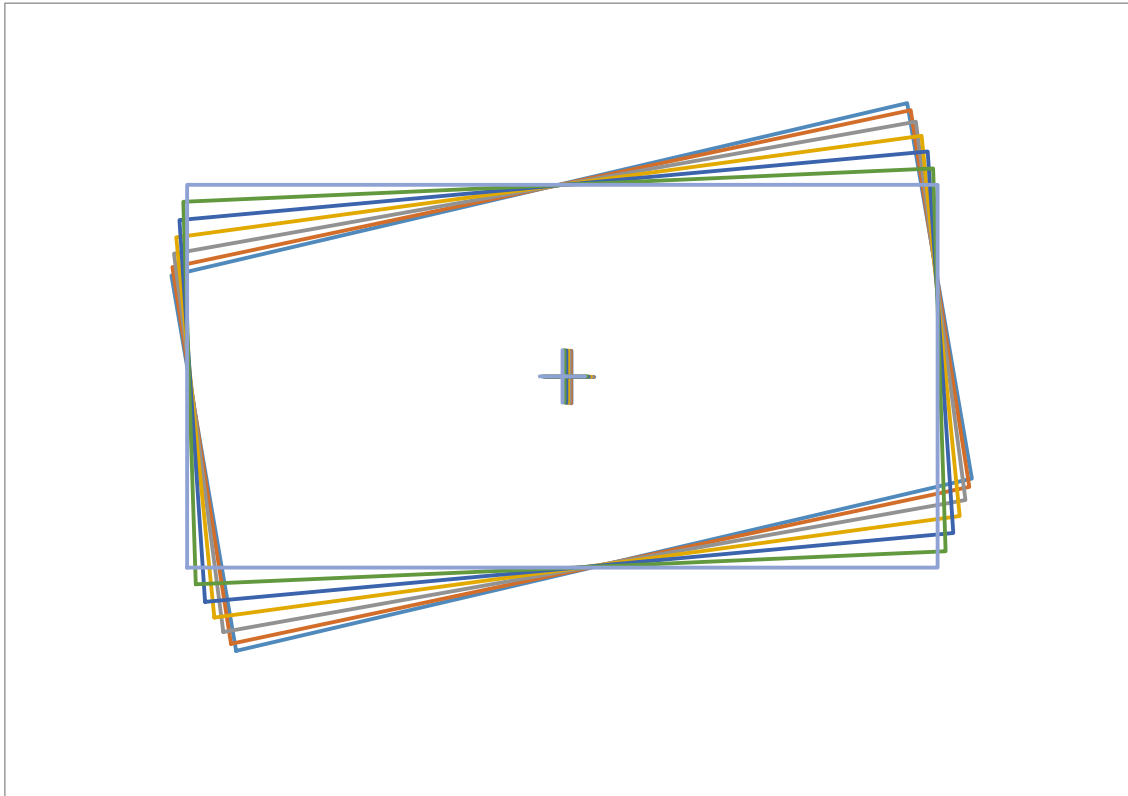
Per quanto riguarda l'effetto del sisma, valutato col centro di massa nella sua posizione nominale, si riportano nella figura che segue le deformate modali dell'edificio (viste dall'alto), calcolate con il Tel2008, con i relativi periodi.



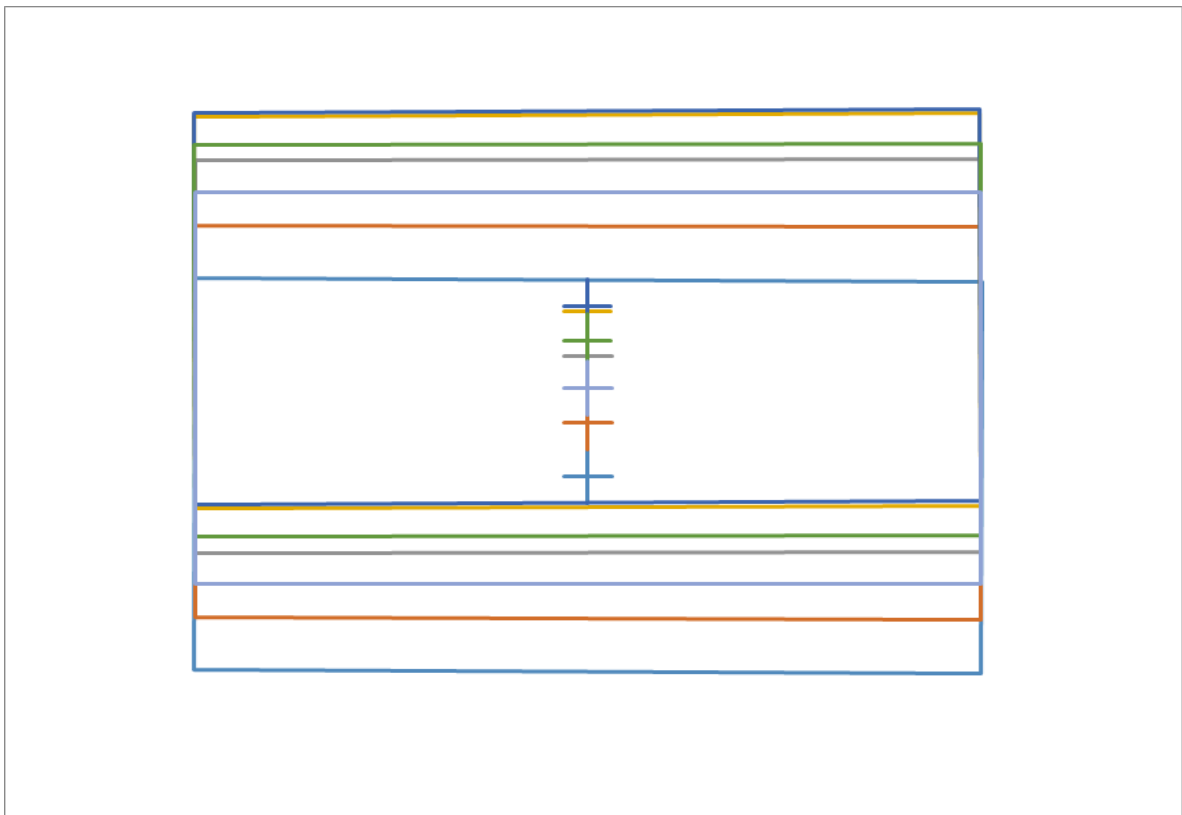
modo 1  $T = 0.833$  s



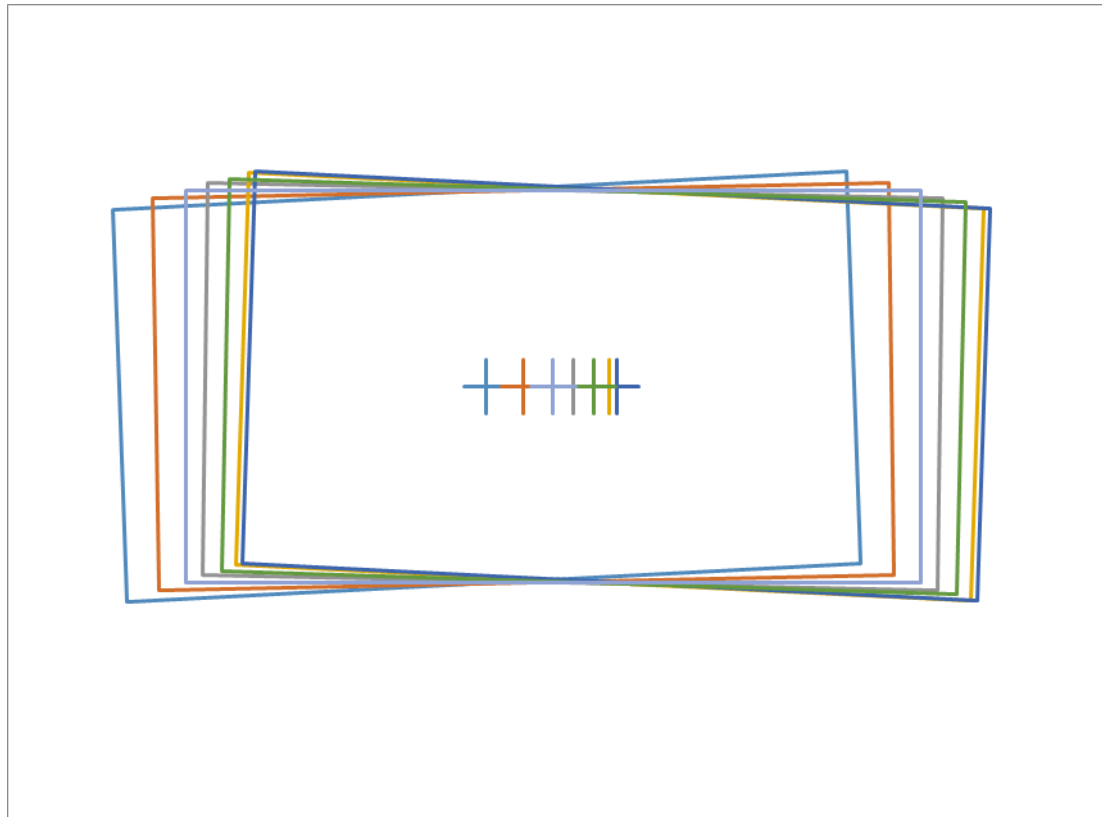
modo 2  $T = 0.756$  s



modo 3  $T = 0.723$  s



modo 4  $T = 0.280$  s



modo 5  $T = 0.258$  s

Fig. 10. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione  $y$ , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo è (0.833 s) e rispetta quello previsto (0.834 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.077 g. Il secondo modo mostra traslazioni in direzione  $x$ , accoppiate con rotazioni non trascurabili ma non particolarmente elevate, che si ritengono accettabili. Il suo periodo è (0.756 s), quello previsto (0.769 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.085 g. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione, forse accoppiata con leggeri spostamenti in direzione  $y$ . Il suo periodo è (0.723 s), mostrando che la struttura ha una buona rigidezza torsionale.

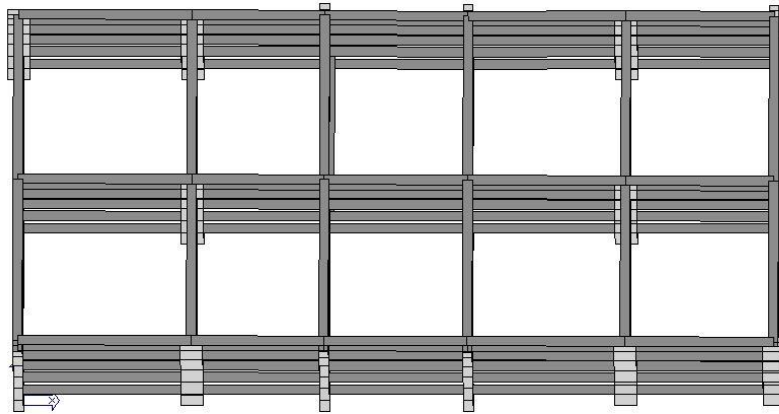
Le masse partecipanti relative ai primi 9 modi, ottenuti con il Tel2008, sono riportate nella tabella 11.

Tab. 8. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$  (Tel2008)

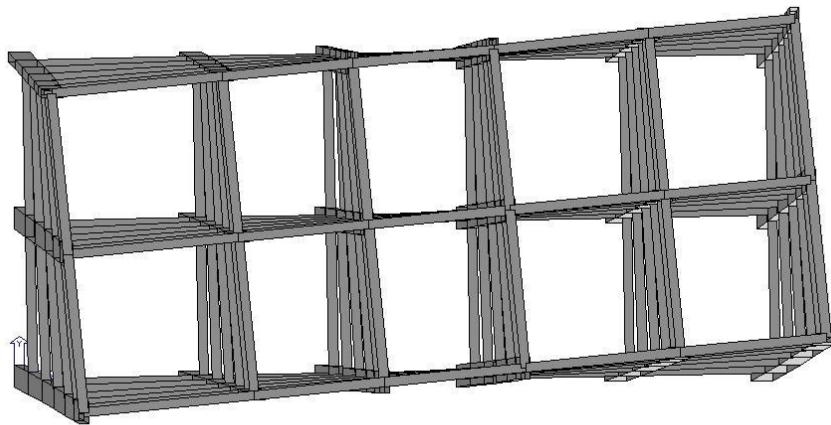
Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0.833	0.00%	82.60%
2	0.756	81.79%	0.00%
3	0.723	3.20%	0.01%
4	0.280	0.00%	11.57%
5	0.258	10.02%	0.00%
6	0.244	0.27%	0.00%
7	0.149	0.00%	3.57%
8	0.144	2.98%	0.00%
9	0.133	0.03%	0.00%



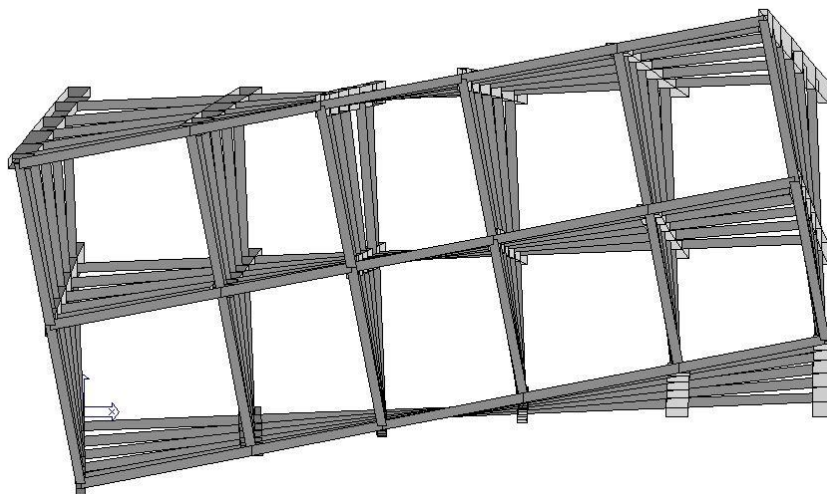
Sono riportate di seguito le deformate modali dell'edificio, ottenuti con il Pro Sap, (viste dall'alto) con i relativi periodi.



modo 1  $T = 0.830$  s

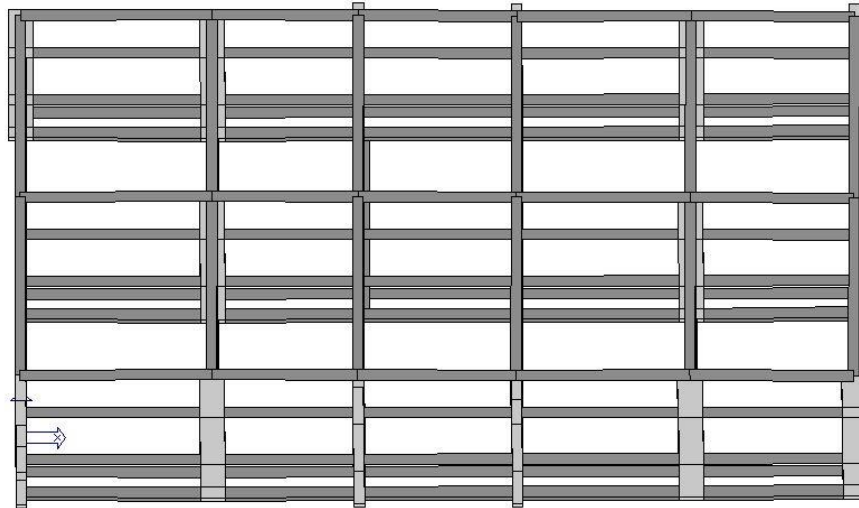


modo 2  $T = 0.760$  s

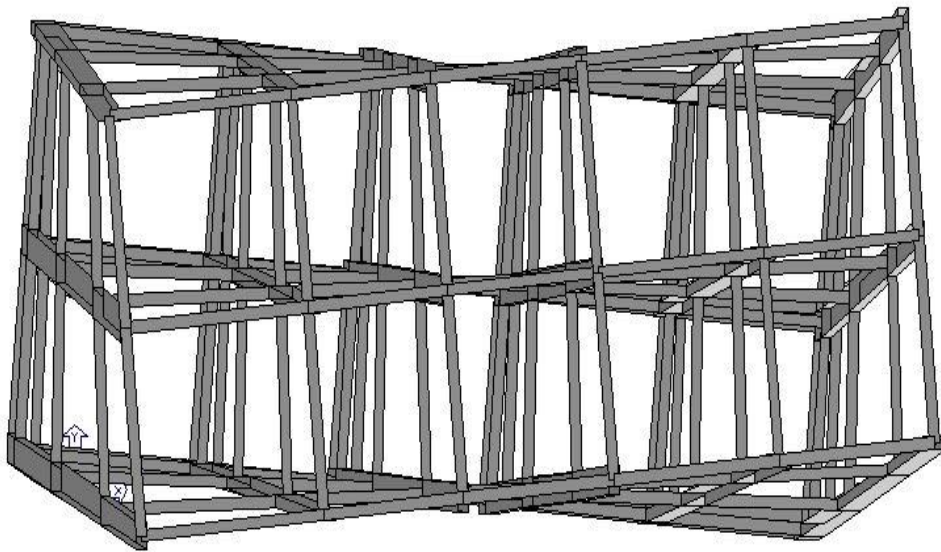


modo 3  $T = 0.710$  s





modo 4  $T = 0.280$  s



modo 5  $T = 0.260$  s

Fig.11. Modi di oscillazione libera della struttura (Pro Sap)

Il primo modo mostra traslazioni in direzione  $y$ , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo è (0.830 s) e rispetta quello previsto dal Tel 2008 (0.833 s). Il secondo modo mostra traslazioni in direzione  $x$ , accoppiate con rotazioni non trascurabili. Il suo periodo è (0.760 s), quello previsto dal Tel 2008 (0.756 s). Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione accoppiate con spostamenti in direzione  $x$ . Il suo periodo è (0.710 s), quello previsto dal Tel. 2008 (0.723 s).

Le masse partecipanti relative ai primi 9 modi, ottenuti con il Pro Sap, sono riportate nella tabella 12.

Tab. 9. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$  (Pro Sap)

Modo	T	Mas X	Mas Y	Mas RZ
1	0.830	0.00%	82.00%	0.00%
2	0.760	66.00%	0.00%	22.00%
3	0.710	18.00%	0.00%	61.00%
4	0.280	0.00%	11.00%	0.00%
5	0.260	8.00%	0.00%	2.00%
6	0.240	2.00%	0.00%	7.00%
7	0.150	0.00%	3.00%	0.00%
8	0.150	2.00%	0.00%	0.00%
9	0.130	0.00%	0.00%	2.00%

L'analisi modale eseguita dal Tel2008 è stata condotta considerando il centro di massa nella sua posizione nominale ottenendo i primi tre modi disaccoppiati (vedi Tabella 8).

L'analisi modale eseguita dal Pro Sap è stata condotta non considerando il centro di massa nella sua posizione nominale, ma considerando la sua posizione nei vari casi come prescritto dalla normativa.

I modi ottenuti dal Pro Sap possiedono periodi quasi coincidenti con quelli ottenuti dal Tel2008, solamente in primo modo risulta disaccoppiato, il secondo modo risulta accoppiato, traslazionale in direzione  $x$  e rotazionale.

La comparazione con questi risultati ottenuti non è possibile effettuarla, dobbiamo effettuare un'analisi modale nel Pro Sap considerando il centro di massa nella sua posizione nominale (combinazione di carico 10).

Considerando il centro di massa nella sua posizione nominale sono stati ottenuti mediante il Pro Sap i seguenti risultati, riportati nella tabella 10.

Tab. 10. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$  (Pro Sap)

Modo	T	Mas X	Mas Y	Mas RZ
1	0.83	0.00%	82.00%	0.00%
2	0.75	85.00%	0.00%	0.00%
3	0.72	0.00%	0.00%	84.00%
4	0.28	0.00%	11.00%	0.00%
5	0.26	10.00%	0.00%	0.00%
6	0.25	0.00%	0.00%	10.00%
7	0.15	0.00%	3.00%	0.00%
8	0.14	3.00%	0.00%	0.00%
9	0.14	0.00%	0.00%	3.00%

Sono stati confrontati i risultati riportati nelle tabelle 8 e 10 calcolando le differenze, e le differenze in percentuali, riportate nella rispettive tabella 11 e 12.

Tab. 11. Differenze del periodo e delle masse partecipanti.

	Pro Sap	Tel2008		Pro Sap	Tel2008		Pro Sap	Tel2008	
Modo	T	T	$\Delta T$	Mas X	Mas X	$\Delta Mas X$	Mas Y	Mas Y	$\Delta Mas Y$
1	0.83	0.833	0.00	0.00%	0.00%	0.00	82.0%	0.826%	-0.01
2	0.75	0.756	-0.01	85.00%	0.818%	0.03	0.00%	0.00%	0.00
3	0.72	0.723	0.00	0.00%	3.20%	-0.03	0.00%	0.00%	0.00
4	0.28	0.28	0.00	0.00%	0.00%	0.00	0.110%	0.116%	-0.01
5	0.26	0.258	0.00	10.00%	0.100%	0.00	0.00%	0.00%	0.00
6	0.25	0.244	0.01	0.00%	0.30%	0.00	0.00%	0.00%	0.00
7	0.15	0.149	0.00	0.00%	0.00%	0.00	3.00%	3.60%	-0.01
8	0.14	0.144	0.00	3.00%	3.00%	0.00	0.00%	0.00%	0.00
9	0.14	0.133	0.01	0.00%	0.00%	0.00	0.00%	0.00%	0.00

Tab. 12. Differenze in percentuali del periodo e delle masse partecipanti.

Modo	$\Delta T \%$	$\Delta Mas X \%$	$\Delta Mas Y \%$
1	-0.36	0.00	-0.73
2	-0.79	3.78	0.00
3	-0.41	0.00	0.00
4	0.00	0.00	-5.18
5	0.78	-0.20	0.00
6	2.46	0.00	0.00
7	0.67	0.00	-19.00
8	-2.78	0.67	0.00
9	5.26	0.00	0.00

## Esame delle armature

La progettazione delle armature avviene nella fase finale dell'iter progettuale, quando cioè si realizzano le tavole grafiche esecutive.

Uno degli aspetti che caratterizza particolarmente la progettazione di strutture antisismiche secondo la normativa, e che condiziona la scelta delle armature degli elementi strutturali, è la necessità di seguire le regole del *capacity design*, ovvero di rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze. In pratica:

- Il meccanismo di collasso che si vuole raggiungere prevede cerniere alle estremità di tutte le travi e al piede dei pilastri e delle pareti in C.A. al primo ordine. Le armature a flessione di queste sezioni saranno quindi progettate in base ai risultati di calcolo;
- Le travi devono plasticizzarsi a flessione e non rompersi a taglio. Quindi, una volta definita l'armatura longitudinale si valuterà il massimo taglio nella trave non in base ai risultati di calcolo ma in funzione della capacità resistente delle sezioni di estremità della trave, opportunamente maggiorata per tener conto della possibile dispersione statistica della resistenza dei materiali;
- Le sezioni dei pilastri (a parte quella al piede del primo ordine) non devono plasticizzarsi. Il momento flettente con cui progettare le armature longitudinali dei pilastri sarà quindi definito in funzione della capacità resistente delle sezioni di estremità della trave, opportunamente maggiorata.
- I pilastri e le pareti in C.A. devono plasticizzarsi a flessione e non rompersi a taglio. Quindi, una volta definita l'armatura longitudinale si valuterà il massimo taglio in funzione della capacità resistente delle sezioni di estremità.

## Travi

Le caratteristiche della sollecitazione da usare per la verifica delle travi e il progetto delle armature longitudinali sono quelle fornite dal calcolo, combinando tutti gli schemi base. In particolare vengono utilizzati gli schemi:

- $q_{\max}$ : carichi verticali in assenza di sisma;
- $q_{\min} + \text{sisma}$ : carichi verticali in presenza di sisma + azione sismica (es.  $X+0.3Y$ );
- $q_{\min} - \text{sisma}$ : carichi verticali in presenza di sisma - azione sismica (es.  $X-0.3Y$ ).

E' stata studiata la trave del telaio 1 al primo ordine la trave 101 (trave perimetrale) nel caso in esame la direzione del sisma presa in considerazione è quella lungo x.

Tab. 13. Combinazione momenti al primo ordine (Tel2008)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	-55.64	105.91	-178.77
1-2	(Dx)	-100.84	-256.80	124.37
2-3	(Sx)	-92.06	156.66	-273.06
2-3	(Dx)	-78.81	-171.85	72.39
3-4	(Sx)	-89.07	-2.04	-110.24
3-4	(Dx)	-97.78	-119.49	-4.14
4-5	(Sx)	-107.09	46.89	-183.22
4-5	(Dx)	-106.87	-249.05	116.10
5-6	(Sx)	-68.99	225.61	-315.61
5-6	(Dx)	-59.04	-334.73	257.36

Nel Pro Sap la combinazione dei carichi massimi verticali è la combinazione 2, indicata con  $q_{\max}$ , la combinazione più sisma, indicata con  $q+F$ , è la combinazione 5. La combinazione meno sisma, indicata con  $q-F$ , è la combinazione 8.

Nella tabella 14 sono indicate le varie combinazioni del momento flettente al primo ordine date dal Pro Sap.

Tab. 14. Combinazione momenti al primo ordine (Pro Sap)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	-50.00	100.83	-172.34
1-2	(Dx)	-107.01	-251.70	116.13
2-3	(Sx)	-97.62	133.46	-262.13
2-3	(Dx)	-63.00	-162.20	62.62
3-4	(Sx)	-74.00	-2.00	-112.46
3-4	(Dx)	-100.00	-125.45	-4.14
4-5	(Sx)	-101.75	50.78	-176.48
4-5	(Dx)	-110.51	-239.64	113.06
5-6	(Sx)	-80.59	187.38	-297.56
5-6	(Dx)	-62.00	-307.27	224.24

Sono stati confrontati i risultati riportati nelle tabelle 13 e 14 calcolando le differenze e le differenze in percentuali, riportate nella tabella seguente

Tab. 15. Confronto tra le combinazioni momenti al primo ordine (Pro Sap e Tel2008)

Campata	Estr.	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{min+F})$	$\Delta(q_{min+F})$	$\Delta(q_{min-F})$	$\Delta(q_{min-F})$
1-2	(Sx)	-5.6	-10.1	-5.1	-4.8%	-6.0%	-3.6%
1-2	(Dx)	6.2	6.1	-5.1	-2.0%	-8.0%	-6.6%
2-3	(Sx)	5.6	6.0	-23.2	-14.8%	-11.0%	-4.0%
2-3	(Dx)	-15.8	-20.1	-9.7	-5.6%	-10.0%	-13.5%
3-4	(Sx)	-15.1	-16.9	0.0	-2.0%	2.0%	2.0%
3-4	(Dx)	2.2	2.3	6.0	5.0%	0.0%	-0.1%
4-5	(Sx)	-5.3	-5.0	3.9	8.3%	-7.0%	-3.7%
4-5	(Dx)	3.6	3.4	-9.4	-3.8%	-3.0%	-2.6%
5-6	(Sx)	11.6	16.8	-38.2	-16.9%	-18.0%	-5.7%
5-6	(Dx)	3.0	5.0	-27.5	-8.2%	-33.0%	-12.9%

Nella tabella 16 sono riportati i valori del taglio nelle varie combinazioni ottenuti con il Tel2008.

Tab. 16. Combinazione taglio al primo ordine (Tel2008)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	99.62	4.26	126.66
1-2	(Dx)	-116.24	-137.61	-15.22
2-3	(Sx)	118.67	-6.30	155.72
2-3	(Dx)	-112.30	-151.65	10.36
3-4	(Sx)	122.99	52.52	102.19
3-4	(Dx)	-126.86	-104.71	-55.04
4-5	(Sx)	137.18	26.40	146.89
4-5	(Dx)	-137.09	-146.21	-25.71
5-6	(Sx)	90.72	-67.48	186.63
5-6	(Dx)	-86.25	-183.79	70.31

Nella tabella 17 sono indicate le combinazioni del taglio, le stesse prese per il momento flettente, al primo ordine, date dal Pro Sap.

Tab. 17. Combinazione taglio al primo ordine (Pro Sap)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	101.44	11.88	127.13
1-2	(Dx)	-120.86	-140.51	-25.26
2-3	(Sx)	122.61	5.38	154.69
2-3	(Dx)	-112.75	-147.67	1.63
3-4	(Sx)	124.42	55.34	106.29
3-4	(Dx)	-130.64	-110.52	-59.57
4-5	(Sx)	139.88	35.83	146.07
4-5	(Dx)	-140.18	-146.28	-36.05
5-6	(Sx)	99.14	-41.14	177.15
5-6	(Dx)	-90.78	-171.34	46.95

Sono stati confrontati i risultati riportati nelle tabelle 16 e 17 calcolando le differenze e le differenze in percentuali, riportate nella tabella seguente.

Tab. 18. Confronto tra le combinazioni del taglio del primo ordine (Pro Sap e Tel2008)

Campata	Estr.	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{min+F})$	$\Delta(q_{min+F})$	$\Delta(q_{min-F})$	$\Delta(q_{min-F})$
1-2	(Sx)	1.8	1.8	7.6	178.7%	0.5%	0.4%
1-2	(Dx)	4.6	4.0	2.9	2.1%	10%	66.0%
2-3	(Sx)	3.9	3.3	-0.9	-14.5%	-1%	-0.7%
2-3	(Dx)	0.5	0.4	-4.0	-2.6%	-9%	-84.3%
3-4	(Sx)	1.4	1.2	2.8	5.4%	4%	4.0%
3-4	(Dx)	3.8	3.0	5.8	5.5%	5%	8.2%
4-5	(Sx)	2.7	2.0	9.4	35.7%	-1.0%	-0.6%
4-5	(Dx)	3.1	2.3	0.1	0.0%	10.0%	40.2%
5-6	(Sx)	8.4	9.3	-26.3	-39.0%	-9.0%	-5.1%
5-6	(Dx)	4.5	5.2	-12.5	-6.8%	-23.0%	-33.2%

### Confronto tra Pro Sap e Pro Sap con fili fissi

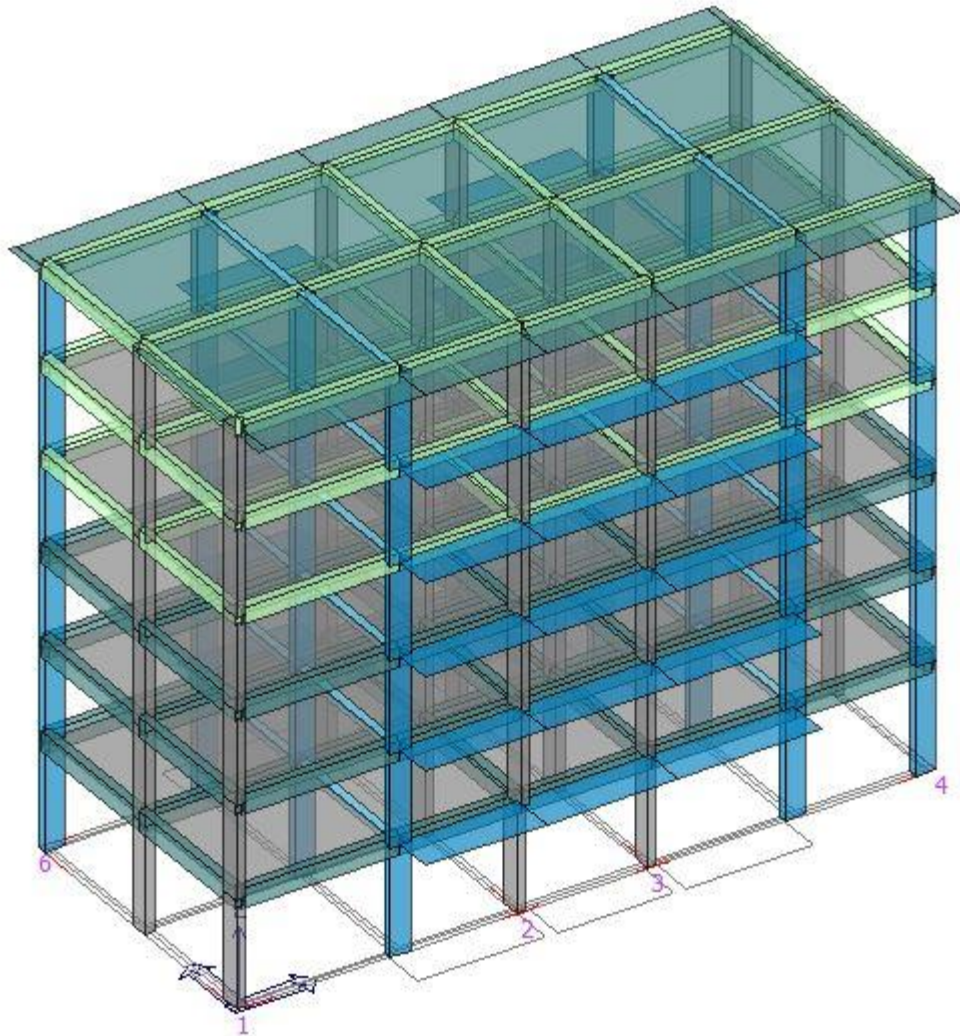


Fig. 12. Modellazione su Pro Sap dell'Edificio incastrato alla base con i fili fissi.



Tab. 19. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$  (Pro Sap)

Pro Sap				
Modo	T	Mas X	Mas Y	Mas RZ
1	0.830	0.00%	82.00%	0.00%
2	0.750	85.00%	0.00%	0.00%
3	0.720	0.00%	0.00%	84.00%
4	0.280	0.00%	11.00%	0.00%
5	0.260	10.00%	0.00%	0.00%
6	0.250	0.00%	0.00%	10.00%
7	0.150	0.00%	3.00%	0.00%
8	0.140	3.00%	0.00%	0.00%
9	0.140	0.00%	0.00%	3.00%

Tab.20. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$  (Pro Sap Fili Fissi)

Pro Sap Fili Fissi				
Modo	T	Mas X	Mas Y	Mas RZ
1	0.840	0.00%	82.00%	0.00%
2	0.750	84.00%	0.00%	0.00%
3	0.730	0.00%	0.00%	83.00%
4	0.280	0.00%	11.00%	0.00%
5	0.260	10.00%	0.00%	0.00%
6	0.250	0.00%	0.00%	10.00%
7	0.150	0.00%	3.00%	0.00%
8	0.140	3.00%	0.00%	0.00%
9	0.140	0.00%	0.00%	3.00%

Dai risultati riportati nella tabella 21 si può vedere come il confronto tra periodo e delle masse partecipanti per la struttura modellata senza fili fissi e con, non abbiamo significative differenze, praticamente si giunge allo stesso risultato.

Tab.21. Differenze del periodo e delle masse partecipanti (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).

[illegible]

### Pilastri (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).

Si è scelto per quanto riguarda il confronto tra i risultati delle combinazioni dei pilastri di analizzare la 2° pilastrata, in direzione x, tra Tel2008 e Pro Sap.

Tab. 22. Confronto tra le combinazioni i momenti della 2° pilastrata (Pro Sap e Tel2008)

Telaio	Pilastro	Piano	Sollec.	Pro_Sap	Tel2008	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	Msup	76.32	58.81	17.51	29.8
1	2	6	Minf	-33.49	-21.56	11.93	55.3
1	2	5	Msup	107.78	98.30	9.48	9.6
1	2	5	Minf	-77.7	-63.02	14.68	23.3
1	2	4	Msup	130.43	113.51	16.92	14.9
1	2	4	Minf	-132.07	-116.26	15.81	13.6
1	2	3	Msup	169.26	148.71	20.55	13.8
1	2	3	Minf	-156.97	-136.82	20.15	14.7
1	2	2	Msup	192.83	167.40	25.43	15.2
1	2	2	Minf	-182.83	-157.63	25.20	16.0
1	2	1	Msup	205.63	173.66	31.97	18.4
1	2	1	Minf	-314.01	-332.61	18.60	5.6

Tab. 23. Confronto tra le combinazioni degli sforzi normali della 2° pilastrata (Pro Sap e Tel2008)

Telaio	Pilastro	Piano	Sollec.	Pro_Sap	Tel2008	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	Nsup	-165.63	-98.88	66.75	67.5
1	2	6	Ninf	-182.43	-112.53	69.90	62.1
1	2	5	Nsup	-336.09	-274.50	61.59	22.4
1	2	5	Ninf	-352.89	-288.15	64.74	22.5
1	2	4	Nsup	-509.08	-456.66	52.42	11.5
1	2	4	Ninf	-525.88	-470.31	55.57	11.8
1	2	3	Nsup	-685.34	-647.26	38.08	5.9
1	2	3	Ninf	-702.14	-660.91	41.23	6.2
1	2	2	Nsup	-859.23	-842.52	16.71	2.0
1	2	2	Ninf	-876.03	-856.17	19.86	2.3
1	2	1	Nsup	-1031.19	-1066.42	35.23	3.3
1	2	1	Ninf	-1050.61	-1084.27	33.66	3.1

Tab. 24. Confronto tra le combinazioni dei tagli della 2° pilastrata (Pro Sap e Tel2008)

Telaio	Pilastro	Piano	Sollec.	Pro_Sap	Tel2008	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	V	33.98	30.74	3.24	10.6
1	2	5	V	57.72	62.04	-4.32	-7.0
1	2	4	V	81.85	88.38	-6.53	-7.4
1	2	3	V	101.81	109.82	-8.01	-7.3
1	2	2	V	117.28	125.01	-7.73	-6.2
1	2	1	V	140.42	148.90	-8.48	-5.7

### Travi (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).

E' stata studiata la trave del telaio 1 al primo ordine la trave 101 (trave perimetrale) nel caso senza e con fili fissi, con la direzione del sisma presa in considerazione è quella lungo x.

Tab. 25. Combinazione momenti al primo ordine (Pro Sap)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	-50.00	100.83	-172.34
1-2	(Dx)	-107.01	-251.70	116.13
2-3	(Sx)	-97.62	133.46	-262.13
2-3	(Dx)	-63.00	-162.20	62.62
3-4	(Sx)	-74.00	-2.00	-112.46
3-4	(Dx)	-100.00	-125.45	-4.14
4-5	(Sx)	-101.75	50.78	-176.48
4-5	(Dx)	-110.51	-239.64	113.06
5-6	(Sx)	-80.59	187.38	-297.56
5-6	(Dx)	-62.00	-307.27	224.24

Nel Pro Sap la combinazione dei carichi massimi verticali è la combinazione 2, indicata con qmax, la combinazione più sisma, indicata con q+F, è la combinazione 5. La combinazione meno sisma, indicata con q-F, è la combinazione 8.

Nella tabella 26 sono indicate le varie combinazioni del momento flettente al primo ordine date dal Pro Sap Fili Fissi.

Tab. 26. Combinazione momenti al primo ordine (Pro Sap Fili Fissi)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	-52.00	103.47	-170.98
1-2	(Dx)	-110.36	-233.24	97.64
2-3	(Sx)	-101.04	131.87	-264.72
2-3	(Dx)	-62.50	-159.14	65.25
3-4	(Sx)	-75.00	-1.50	-102.87
3-4	(Dx)	-104.87	-128.94	-4.40
4-5	(Sx)	-110.50	45.48	-165.04
4-5	(Dx)	-112.78	-224.20	100.85
5-6	(Sx)	-75.31	183.86	-286.65
5-6	(Dx)	-70.00	-308.50	212.43

Sono stati confrontati i risultati riportati nelle tabelle 25 e 26 calcolando le differenze e le differenze in percentuali, riportate nella tabella seguente

Tab. 27. Confronto tra le combinazioni momenti al primo ordine (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).

Campata	Estr.	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{min+F})$	$\Delta(q_{min+F})$	$\Delta(q_{min-F})$	$\Delta(q_{min-F})$
1-2	(Sx)	-2.0	-3.8	-2.6	-2.6%	1.0%	0.8%
1-2	(Dx)	-3.3	-3.0	18.5	7.9%	18.0%	18.9%
2-3	(Sx)	-3.4	-3.4	1.6	1.2%	-3.0%	-1.0%
2-3	(Dx)	0.5	0.8	3.1	1.9%	-3.0%	-4.0%
3-4	(Sx)	-1.0	-1.3	0.5	33.3%	10.0%	9.3%
3-4	(Dx)	-4.9	-4.6	-3.5	-2.7%	0.0%	-5.9%
4-5	(Sx)	-8.8	-7.9	5.3	11.7%	11.0%	6.9%
4-5	(Dx)	-2.3	-2.0	15.4	6.9%	12.0%	12.1%
5-6	(Sx)	5.3	7.0	3.5	1.9%	11.0%	3.8%
5-6	(Dx)	-8.0	-11.4	-1.2	-0.4%	12.0%	5.6%

Nella tabella 28 sono riportati i valori del taglio nelle varie combinazioni ottenuti con il Pro Sap.

Tab. 28. Combinazione taglio al primo ordine (Pro Sap)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	101.44	11.88	127.13
1-2	(Dx)	-120.86	-140.51	-25.26
2-3	(Sx)	122.61	5.38	154.69
2-3	(Dx)	-112.75	-147.67	1.63
3-4	(Sx)	124.42	55.34	106.29
3-4	(Dx)	-130.64	-110.52	-59.57
4-5	(Sx)	139.88	35.83	146.07
4-5	(Dx)	-140.18	-146.28	-36.05
5-6	(Sx)	99.14	-41.14	177.15
5-6	(Dx)	-90.78	-171.34	46.95

Nella tabella 29 sono indicate le combinazioni del taglio, le stesse prese per il momento flettente, al primo ordine, date dal Pro Sap Fili Fissi.

Tab. 29. Combinazione taglio al primo ordine (Pro Sap Fili Fissi)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	101.47	11.07	126.60
1-2	(Dx)	-121.83	-141.31	-25.79
2-3	(Sx)	124.46	-6.58	155.94
2-3	(Dx)	-110.90	-146.48	2.89
3-4	(Sx)	122.55	53.62	105.46
3-4	(Dx)	-132.51	-112.24	-60.40
4-5	(Sx)	139.29	41.09	140.01
4-5	(Dx)	-140.77	-141.03	-42.10
5-6	(Sx)	96.00	-40.65	172.27
5-6	(Dx)	-93.92	-170.85	42.07

Sono stati confrontati i risultati riportati nelle tabelle 28 e 29 calcolando le differenze e le differenze in percentuali, riportate nella tabella seguente.

Tab. 30. Confronto tra le combinazioni del taglio del primo ordine (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).

Campata	Estr.	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{min}+F)$	$\Delta(q_{min}+F)$	$\Delta(q_{min}-F)$	$\Delta(q_{min}-F)$
1-2	(Sx)	0.0	0.0	0.8	7.3%	0.5%	0.4%
1-2	(Dx)	-1.0	-0.8	-0.8	-0.6%	-0.5%	-2.1%
2-3	(Sx)	-1.8	-1.5	-1.2	-18.2%	-1.3%	-0.8%
2-3	(Dx)	1.8	1.7	1.2	0.8%	-1.3%	-43.6%
3-4	(Sx)	1.9	1.5	1.7	3.2%	0.8%	0.8%
3-4	(Dx)	-1.9	-1.4	-1.7	-1.5%	-0.8%	-1.4%
4-5	(Sx)	0.6	0.4	-5.3	-12.8%	6.1%	4.3%
4-5	(Dx)	-0.6	-0.4	5.3	3.7%	-6.1%	-14.4%
5-6	(Sx)	3.1	3.3	0.5	1.2%	4.9%	2.8%
5-6	(Dx)	-3.1	-3.3	0.5	0.3%	4.9%	11.6%

### **Pilastri (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).**

Si è scelto per quanto riguarda il confronto tra i risultati delle combinazioni dei pilastri di analizzare la 2° pilastrata, in direzione x, tra Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi, (Combinazione 10).

Tab. 31. Confronto tra le combinazioni i momenti della 2° pilastrata (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).

Telaio	Pilastro	Piano	Sollec.	Pro_Sap	Fili Fissi	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	Msup	76.32	67.06	9.26	13.8
1	2	6	Minf	-33.49	-21.81	11.68	53.6
1	2	5	Msup	107.78	108.65	-0.87	-0.8
1	2	5	Minf	-77.7	-78.82	-1.12	-1.4
1	2	4	Msup	130.43	131.21	-0.78	-0.6
1	2	4	Minf	-132.07	-132.89	-0.82	-0.6
1	2	3	Msup	169.26	170.29	-1.03	-0.6
1	2	3	Minf	-156.97	-157.95	-0.98	-0.6
1	2	2	Msup	192.83	193.66	-0.83	-0.4
1	2	2	Minf	-182.83	-183.87	-1.04	-0.6
1	2	1	Msup	205.63	204.63	1.00	0.5
1	2	1	Minf	-314.01	-314.50	0.49	0.2

Tab. 32. Confronto tra le combinazioni degli sforzi normali della 2° pilastrata (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).

Telaio	Pilastrato	Piano	Sollec.	Pro_Sap	Fili Fissi	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	Nsup	-165.63	-167.62	-1.99	-1.2
1	2	6	Ninf	-182.43	-184.42	-1.99	-1.1
1	2	5	Nsup	-336.09	-339.41	-3.32	-1.0
1	2	5	Ninf	-352.89	-356.21	-3.32	-0.9
1	2	4	Nsup	-509.08	-514.68	-5.60	-1.1
1	2	4	Ninf	-525.88	-531.48	-5.60	-1.1
1	2	3	Nsup	-685.34	-694.40	-9.06	-1.3
1	2	3	Ninf	-702.14	-711.20	-9.06	-1.3
1	2	2	Nsup	-859.23	-872.33	-13.10	-1.5
1	2	2	Ninf	-876.03	-889.13	-13.10	-1.5
1	2	1	Nsup	-1031.19	-1049.09	17.90	1.7
1	2	1	Ninf	-1050.61	-1068.52	17.91	1.7

Tab. 33. Confronto tra le combinazioni dei tagli della 2° pilastrata (Pro Sap; Pro Sap Fili Fissi).

Telaio	Pilastrato	Piano	Sollec.	Pro_Sap	Fili Fissi	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	V	33.98	29.67	4.31	14.5
1	2	5	V	57.72	58.34	-0.62	-1.1
1	2	4	V	81.85	82.34	-0.49	-0.6
1	2	3	V	101.81	102.44	-0.63	-0.6
1	2	2	V	117.28	117.87	-0.59	-0.5
1	2	1	V	140.42	140.28	0.14	0.1

Il confronto dei risultati ottenuti con la struttura inserendo i fili fissi con quella non, mostra effettivamente un affinamento dei risultati con delle differenze contenute, sia per quanto riguarda le reazioni della trave sia per quanto riguarda le reazioni del pilastrato.

**Confronto tra Pro Sap incastrato alla base e Pro Sap con fondazione.**

Il confronto è stato effettuato tra il modello dell'edificio incastrato alla base e lo stesso modello inserendo la fondazione.

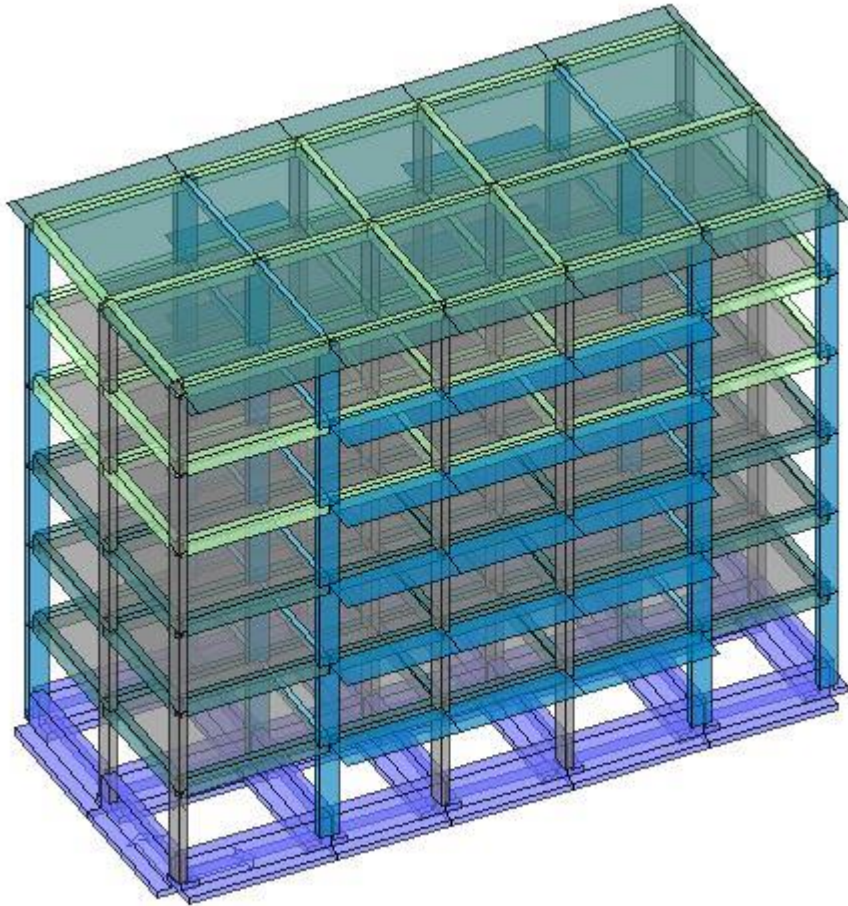


Fig. 13. Modellazione su Pro Sap dell'Edificio con Fondazioni

La trave di fondazione è stata considerata su un suolo alla Winkler, con il suolo ricadente nella categoria C.

Il valore della costante di sottofondo  $K_1$  è  $35 \text{ N/cm}^2$ , considerando che il suolo di tipo C, non molto compatto, (valore tabellato).

il valore di  $K$  è dato dalla seguente formula:

$$K_v = K_1 \left( \frac{B + 30 \text{ cm}}{2B} \right)$$

dove 30 cm è riferito alla misura del lato della piastra di prova.

Il predimensionamento della fondazione è stato effettuato considerando la larghezza dell'anima  $b_w$  su considerazioni geometriche.

Prendendo il valore massimo dei lati minori dei pilastri e supponendo che le cassaforma abbiano uno spessore di 5 cm per lato, in totale si aggiungono 10 cm al lato minore del pilastro.

Nel caso in esame si dispone un reticolo di travi rovesce per cui il valore massimo del lato minore di tutti i pilastri è 30 cm aggiungendo i 10 cm della cassaforma.

Il valore della larghezza dell'anima  $B_s$  risulterà pari a  $B_s = 40 + 10 = 50 \text{ cm}$ .

Per quanto riguarda la determinazione dell'altezza totale si è seguito il criterio di rigidezza, prendendo in considerazione la disuguaglianza  $I_f \geq 4 \sum I_{tr}$ , dove  $I_f$  è il momento d'inerzia della trave di fondazione  $I_{tr}$  è il momento d'inerzia delle travi.

$$I_f \geq 4 \sum I_{tr}$$

$$I_f \geq 4 \left[ \left( 3 \times \frac{0.30 \times 0.70^3}{12} \right) + \left( 3 \times \frac{0.30 \times 0.60^3}{12} \right) \right] = 0.1677 \text{ m}^4$$

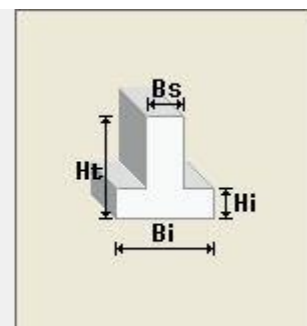
$$I_f = 1.7 \times \frac{B_s \times H_t^3}{12}$$

dove 1.7 è un coefficiente empirico che tiene conto del contributo delle ali.

$$H_t = \sqrt[3]{\frac{I_f \times 12}{1.7 \times B_s}} = \sqrt[3]{\frac{0.1677 \times 12}{1.7 \times 0.5}} = 1.33 \text{ m}$$

Scegliendo  $H = 1.50 \text{ m}$ .

Stringa identificativa	Trave Rovescia (Fondazioni)
<b>Generalità</b>	
Utilizzo previsto	per elementi in c.a.
<b>Dimensioni</b>	
base inferiore $B_i$	150.0 [cm]
altezza totale $H_t$	150.0 [cm]
base superiore $B_s$	50.0 [cm]
altezza inferiore $H_i$	25.0 [cm]





$$K_v = K_1 \left( \frac{B + 30cm}{2B} \right) = 35 \times \left( \frac{150 + 30}{2 \times 150} \right) = 12.6 N / cm^3; \quad K_o = \frac{K_v}{2} = 6.03 N / cm^3$$

Il confronto dell'analisi modale eseguita dal Pro Sap per il modello dell'edificio incastrato alla base e per lo stesso modello inserendo la fondazione è stato condotto considerando il centro di massa nelle vari posizioni come prescritto dalla normativa (considerando la combinazione di carico 6).

Tab. 34. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$  (Pro Sap incastrato alla base)

Modo	T	Mas X	Mas Y	Mas RZ
1	0.830	0.00%	82.00%	0.00%
2	0.760	66.00%	0.00%	22.00%
3	0.710	18.00%	0.00%	61.00%
4	0.280	0.00%	11.00%	0.00%
5	0.260	8.00%	0.00%	2.00%
6	0.240	2.00%	0.00%	7.00%
7	0.150	0.00%	3.00%	0.00%
8	0.150	2.00%	0.00%	0.00%
9	0.130	0.00%	0.00%	2.00%

Tab. 35. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$  (Pro Sap Fondazione)

Modo	T	Mas X	Mas Y	Mas RZ
1	0.830	0.00%	83.00%	0.00%
2	0.760	69.00%	0.00%	19.00%
3	0.710	15.00%	0.00%	64.00%
4	0.280	0.00%	11.00%	0.00%
5	0.260	8.00%	0.00%	2.00%
6	0.240	2.00%	0.00%	7.00%
7	0.150	0.00%	3.00%	0.00%
8	0.150	2.00%	0.00%	0.00%
9	0.130	0.00%	0.00%	2.00%

Tab. 36. Differenze del periodo e delle masse partecipanti (Pro Sap incastrato; Pro Sap Fondazione).

Modo	$\Delta T$	$\Delta T \%$	$\Delta \text{Mas X}$	$\Delta \text{Mas X} \%$	$\Delta \text{Mas Y}$	$\Delta \text{Mas Y} \%$	$\Delta \text{Mas RZ}$	$\Delta \text{Mas RZ} \%$
1	-0.03	-3.49	0.00	0.00	-0.01	-1.22	0.00	0.00
2	-0.02	-2.56	-0.03	-4.55	0.00	0.00	0.03	0.00
3	-0.02	-2.74	0.03	0.00	0.00	0.00	-0.03	-4.92
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-0.01	-7.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

### Travi (Pro Sap incastrato alla base e Pro Sap con fondazione).

E' stata studiata la trave del telaio 1 al primo ordine la trave 101 (trave perimetrale) nel caso in cui il modello è incastrato alla base, con la direzione del sisma presa in considerazione è quella lungo x.

Tab. 37. Combinazione momenti al primo ordine (Pro Sap incastrato alla base)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	-50.00	100.83	-172.34
1-2	(Dx)	-107.01	-251.70	116.13
2-3	(Sx)	-97.62	133.46	-262.13
2-3	(Dx)	-63.00	-162.20	62.62
3-4	(Sx)	-74.00	-2.00	-112.46
3-4	(Dx)	-100.00	-125.45	-4.14
4-5	(Sx)	-101.75	50.78	-176.48
4-5	(Dx)	-110.51	-239.64	113.06
5-6	(Sx)	-80.59	187.38	-297.56
5-6	(Dx)	-62.00	-307.27	224.24

Nel Pro Sap la combinazione dei carichi massimi verticali è la combinazione 2, indicata con qmax, la combinazione più sisma, indicata con q+F, è la combinazione 5. La combinazione meno sisma, indicata con q-F, è la combinazione 8.

Nella tabella 37 sono indicate le varie combinazioni del momento flettente al primo ordine date dal Pro Sap con Fondazione.

Tab. 38. Combinazione momenti al primo ordine (Pro Sap con Fondazione)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	-50.00	91.14	-151.16
1-2	(Dx)	-111.27	-233.30	98.57
2-3	(Sx)	-107.26	129.62	-269.89
2-3	(Dx)	-80.00	-155.07	64.84
3-4	(Sx)	-84.00	5.00	-110.32
3-4	(Dx)	-101.59	-133.30	3.00
4-5	(Sx)	103.00	38.00	-163.19
4-5	(Dx)	-120.19	-235.95	102.73
5-6	(Sx)	-84.88	-163.71	-282.60
5-6	(Dx)	-50.00	-280.91	208.78

Sono stati confrontati i risultati riportati nelle tabelle 37 e 38 calcolando le differenze e le differenze in percentuali, riportate nella tabella seguente

Tab. 39. Confronto tra le combinazioni momenti al I ordine (Pro Sap incastrato alla base; Pro Sap con Fondazione).

Campata	Estr.	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{min+F})$	$\Delta(q_{min+F})$	$\Delta(q_{min-F})$	$\Delta(q_{min-F})$
1-2	(Sx)	0.0	0.0	9.7	10.6	21	14.0
1-2	(Dx)	-4.3	-3.8	18.4	7.9	18	17.8
2-3	(Sx)	-9.6	-9.0	3.8	3.0	-8	-2.9
2-3	(Dx)	-17.0	-21.3	7.1	4.6	-2	-3.4
3-4	(Sx)	-10.0	-11.9	-3.0	-60.0	2	1.9
3-4	(Dx)	-1.6	-1.6	-7.9	-5.9	2	38.0
4-5	(Sx)	-1.3	-1.2	12.8	33.6	13	8.1
4-5	(Dx)	-9.7	-8.1	3.7	1.6	10	10.1
5-6	(Sx)	-4.3	-5.1	23.7	14.5	15	5.3
5-6	(Dx)	12.0	24.0	26.4	9.4	15	7.4

Nella tabella 40 sono riportati i valori del taglio nelle varie combinazioni ottenuti con il Pro Sap incastrato alla base.

Tab. 40. Combinazione taglio al primo ordine (Pro Sap incastrato alla base)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	101.44	11.88	127.13
1-2	(Dx)	-120.86	-140.51	-25.26
2-3	(Sx)	122.61	5.38	154.69
2-3	(Dx)	-112.75	-147.67	1.63
3-4	(Sx)	124.42	55.34	106.29
3-4	(Dx)	-130.64	-110.52	-59.57
4-5	(Sx)	139.88	35.83	146.07
4-5	(Dx)	-140.18	-146.28	-36.05
5-6	(Sx)	99.14	-41.14	177.15
5-6	(Dx)	-90.78	-171.34	46.95

Nella tabella 41 sono indicate le combinazioni del taglio, le stesse prese per il momento flettente, al primo ordine, date dal Pro Sap con Fondazione.

Tab. 41. Combinazione taglio al primo ordine (Pro Sap con Fondazione)

Campata	Estr.	q max	q+F	q-F
1-2	(Sx)	99.79	17.60	118.31
1-2	(Dx)	-122.50	-134.78	-34.07
2-3	(Sx)	126.70	8.20	156.09
2-3	(Dx)	-108.66	-144.86	4.03
3-4	(Sx)	123.24	50.91	108.91
3-4	(Dx)	-131.82	-114.96	-56.95
4-5	(Sx)	136.69	37.72	140.02
4-5	(Dx)	-143.36	-144.40	-42.12
5-6	(Sx)	101.28	-30.40	170.62
5-6	(Dx)	-88.64	-160.60	40.42

Sono stati confrontati i risultati riportati nelle tabelle 40 e 41 calcolando le differenze e le differenze in percentuali, riportate nella tabella seguente.

Tab. 42. Confronto tra le combinazioni del taglio del I ordine (Pro Sap incastrato alla base; Pro Sap con Fondazione).

Campata	Estr.	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{max})$	$\Delta(q_{min}+F)$	$\Delta(q_{min}+F)$	$\Delta(q_{min}-F)$	$\Delta(q_{min}-F)$
1-2	(Sx)	1.6	1.7	-5.7	-32.5	8.8	7.5
1-2	(Dx)	-1.6	-1.3	5.7	4.3	-8.8	-25.9
2-3	(Sx)	-4.1	-3.2	-2.8	-34.4	-1.4	-0.9
2-3	(Dx)	4.1	3.8	2.8	1.9	-2.4	-59.6
3-4	(Sx)	1.2	1.0	4.4	8.7	-2.6	-2.4
3-4	(Dx)	-1.2	-0.9	-4.4	-3.9	2.6	4.6
4-5	(Sx)	3.2	2.3	-1.9	-5.0	6.0	4.3
4-5	(Dx)	-3.2	-2.2	1.9	1.3	-6.1	-14.4
5-6	(Sx)	-2.1	-2.1	10.7	35.3	6.5	3.8
5-6	(Dx)	2.1	2.4	10.7	6.7	6.5	16.2

### **Pilastri (Pro Sap incastrato alla base e Pro Sap con fondazione).**

Si è scelto per quanto riguarda il confronto tra i risultati delle combinazioni dei pilastri di analizzare la 2° pilastriata, in direzione x, tra Pro Sap incastrato alla base; Pro Sap con Fondazione, (Combinazione 10).

Tab. 43. Confronto tra le combinazioni i momenti della 2° pilastriata (Pro Sap incastrato alla base; Pro Sap con Fondazione).

Telaio	Pilastro	Piano		Incastro	Fondazione	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	Msup	76.32	76.71	-0.39	-0.5
1	2	6	Minf	-33.49	-34.10	-0.61	-1.8
1	2	5	Msup	107.78	106.56	1.22	1.1
1	2	5	Minf	-77.7	-77.12	0.58	0.8
1	2	4	Msup	130.43	129.06	1.37	1.1
1	2	4	Minf	-132.07	-130.56	1.51	1.2
1	2	3	Msup	169.26	167.43	1.83	1.1
1	2	3	Minf	-156.97	-154.89	2.08	1.3
1	2	2	Msup	192.83	191.18	1.65	0.9
1	2	2	Minf	-182.83	-180.58	2.25	1.2
1	2	1	Msup	205.63	206.50	-0.87	-0.4
1	2	1	Minf	-314.01	-304.39	-9.62	-3.2

Tab. 44. Confronto tra le combinazioni degli sforzi normali della 2° pilastata (Pro Sap incastrato alla base; Pro Sap con Fondazione).

Telaio	Pilastro	Piano	Sollec.	Pro_Sap	Fili Fissi	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	Nsup	-165.63	-168.22	-2.59	-1.5
1	2	6	Ninf	-182.43	-185.02	-2.59	-1.4
1	2	5	Nsup	-336.09	-339.40	-3.31	-1.0
1	2	5	Ninf	-352.89	-356.20	-3.31	-0.9
1	2	4	Nsup	-509.08	-514.39	-5.31	-1.0
1	2	4	Ninf	-525.88	-531.19	-5.31	-1.0
1	2	3	Nsup	-685.34	-694.28	-8.94	-1.3
1	2	3	Ninf	-702.14	-711.08	-8.94	-1.3
1	2	2	Nsup	-859.23	-872.66	-13.43	-1.5
1	2	2	Ninf	-876.03	-889.46	-13.43	-1.5
1	2	1	Nsup	-1031.19	-1050.76	19.57	1.9
1	2	1	Ninf	-1050.61	-1070.18	19.57	1.8

Tab. 45. Confronto tra le combinazioni dei tagli della 2° pilastata (Pro Sap incastrato alla base; Pro Sap con Fondazione).

Telaio	Pilastro	Piano	Sollec.	Pro_Sap	Fili Fissi	$\Delta$	$\Delta\%$
1	2	6	V	33.98	34.34	-0.36	-1.0
1	2	5	V	57.72	57.18	0.54	0.9
1	2	4	V	81.85	80.95	0.90	1.1
1	2	3	V	101.81	100.58	1.23	1.2
1	2	2	V	117.28	116.07	1.21	1.0
1	2	1	V	140.42	138.06	2.36	1.7

Il confronto dei risultati ottenuti con la struttura inserendo la fondazione con quella incastrata alla base, mostra effettivamente una differenza contenute, sia per quanto riguarda le reazioni della trave sia per quanto riguarda le reazioni del pilastro.