



*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*

## PROGETTAZIONE DI UN EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO IN ZONA SISMICA

**DOCENTE:** Prof. Ing. Aurelio Ghersi

**STUDENTE:** Giuseppe Ermanno Gentile

MATRICOLA 049/000149

*Commento generale*

*C'è un po' di miscuglio tra valori di prima stima e calcolati  
con maggiore precisione, e quindi varie incoerenze*

*Il commento dei risultati è impreciso, non sempre coerente con le immagini*

## 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.

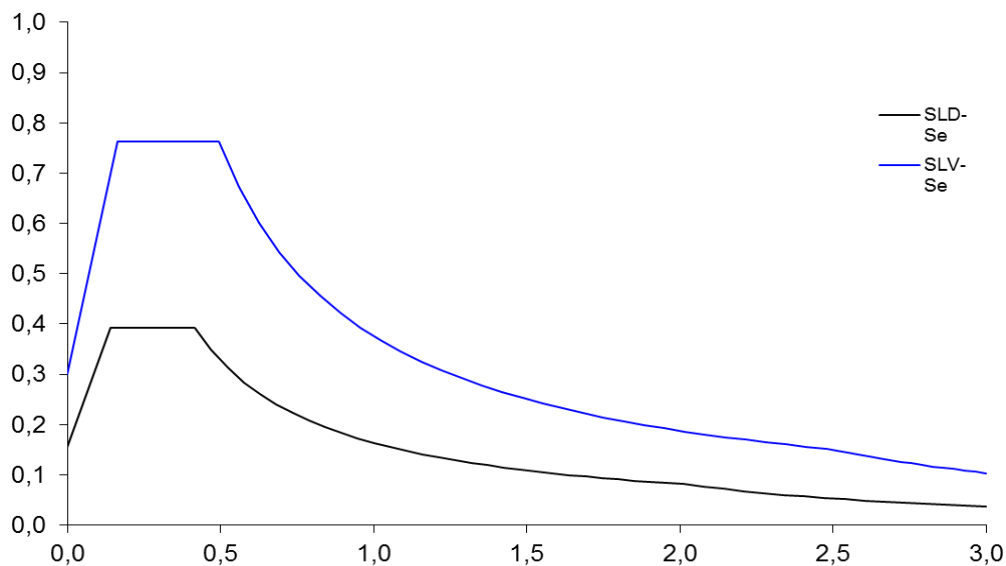


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

## 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

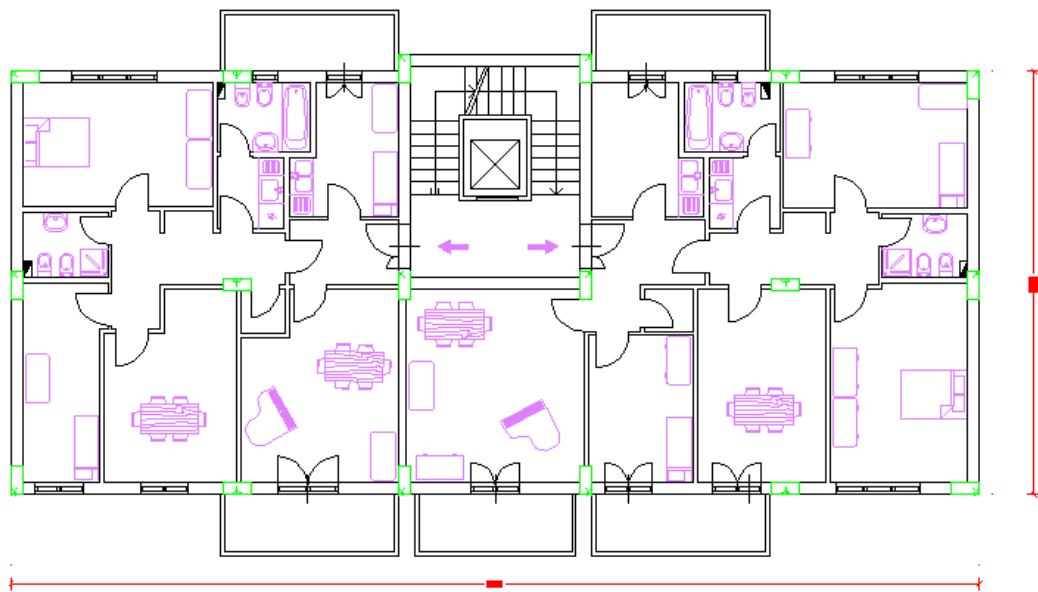


Fig. 2. Pianta piano tipo

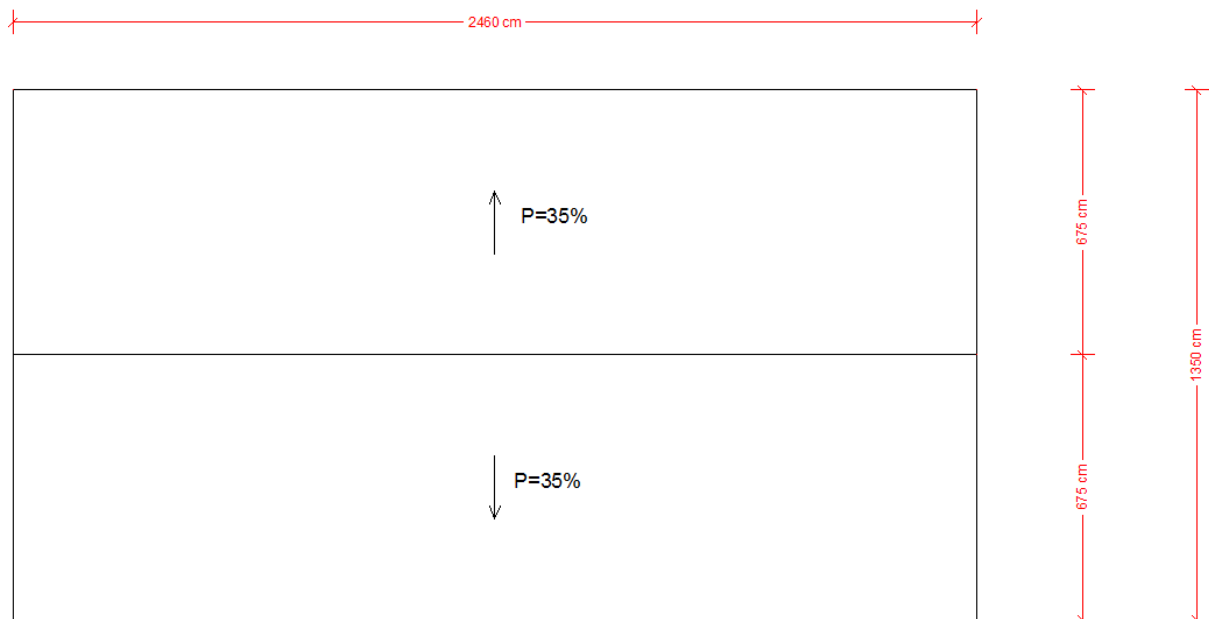


Fig. 3. Pianta copertura Tetto a due falde

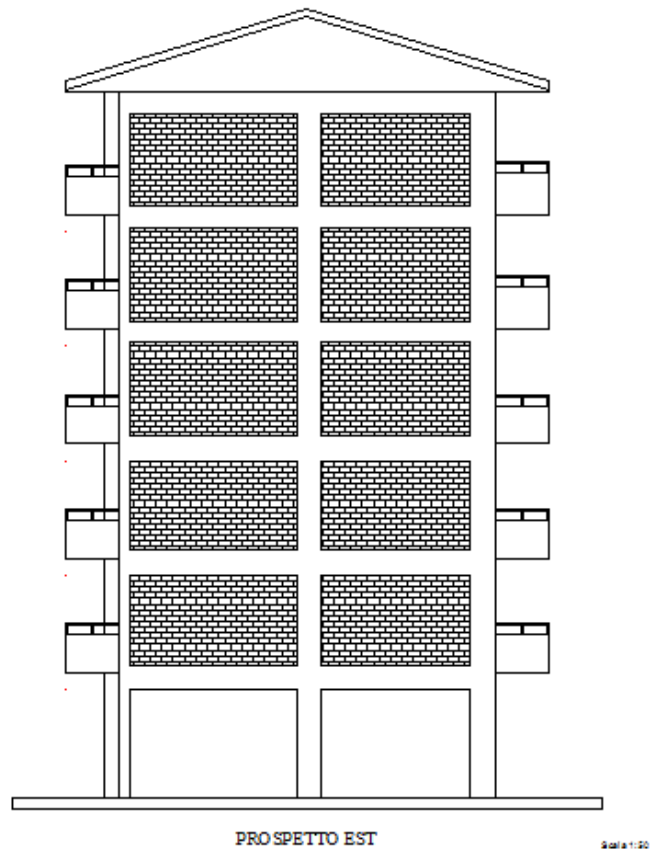


Fig.4. Prospetto Nord- Prospetto Est

## Struttura dell'edificio

La struttura dell'edificio è in cemento armato. Gli elementi portanti sono pilastri e travi che costituiscono un telaio spaziale, con solai in cemento armato gettati in opera. Non sono presenti pareti in cemento armato. Anche il vano ascensore è racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato.

Nella figura 4 è riportata la carpenteria del piano tipo e nella figura 5 quella del sesto impalcato.

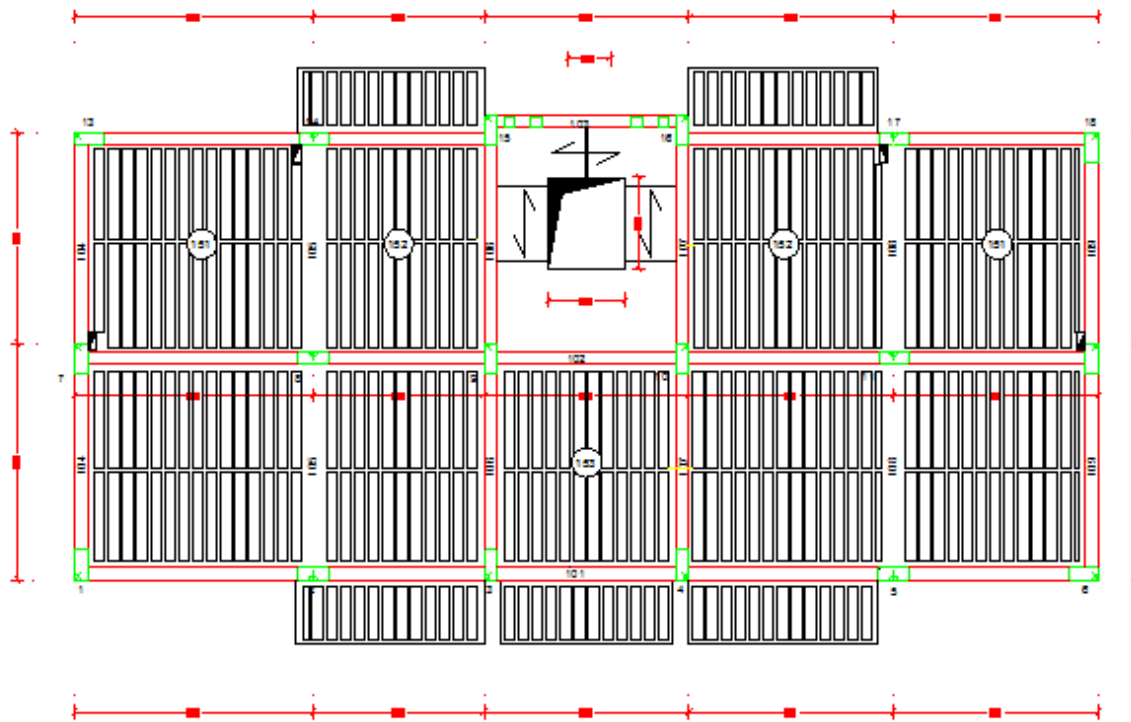


Fig. 5. Carpenteria Impalcato Tipo

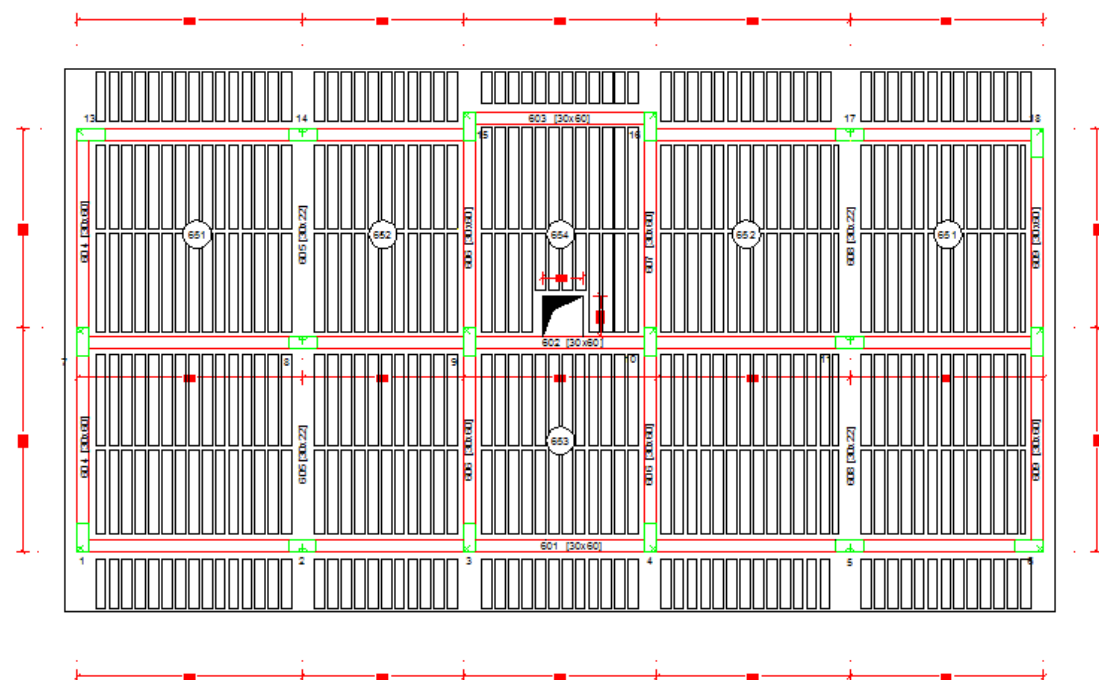


Fig. 6. Carpenteria sesto impalcato

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.

### Esame visivo della struttura

La forma della pianta è rettangolare e presenta un asse di simmetria perpendicolare al lato lungo della pianta. La pianta sarebbe doppiamente simmetrica qualora i pilastri 15 e 16 per corpo scala non creassero due riseghe. Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.

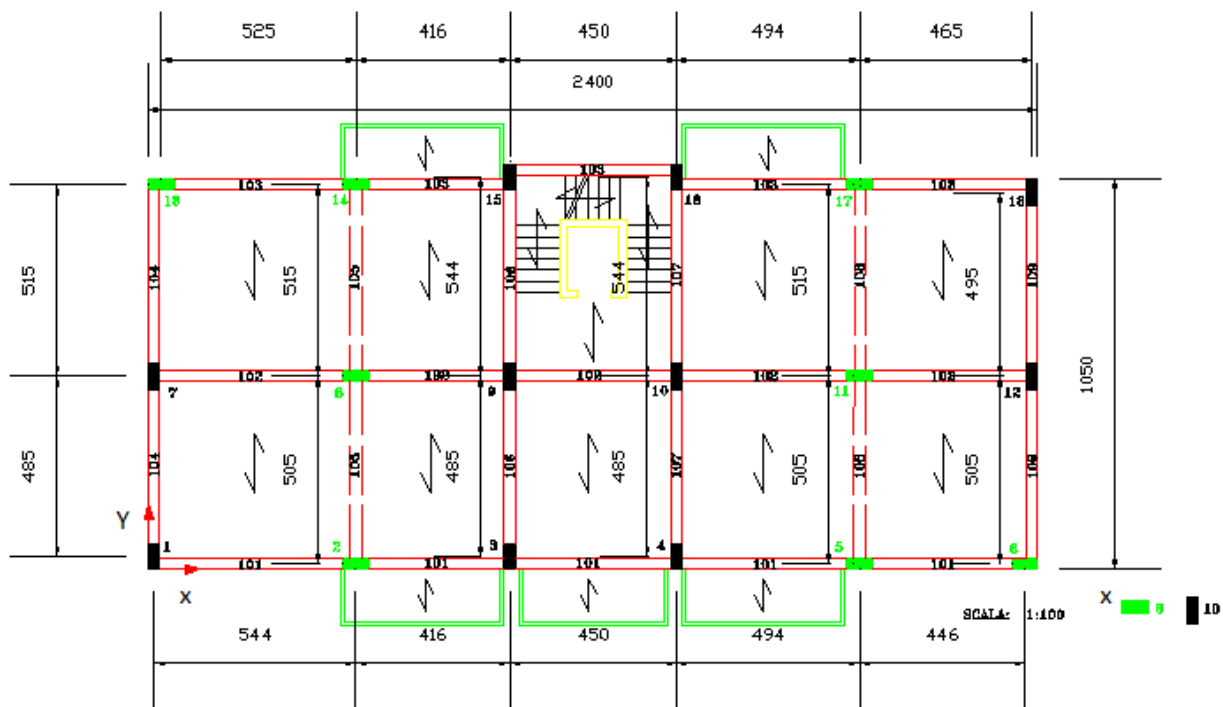


Fig. 7. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

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 rigidità 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 rigidità 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 rigidità 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.

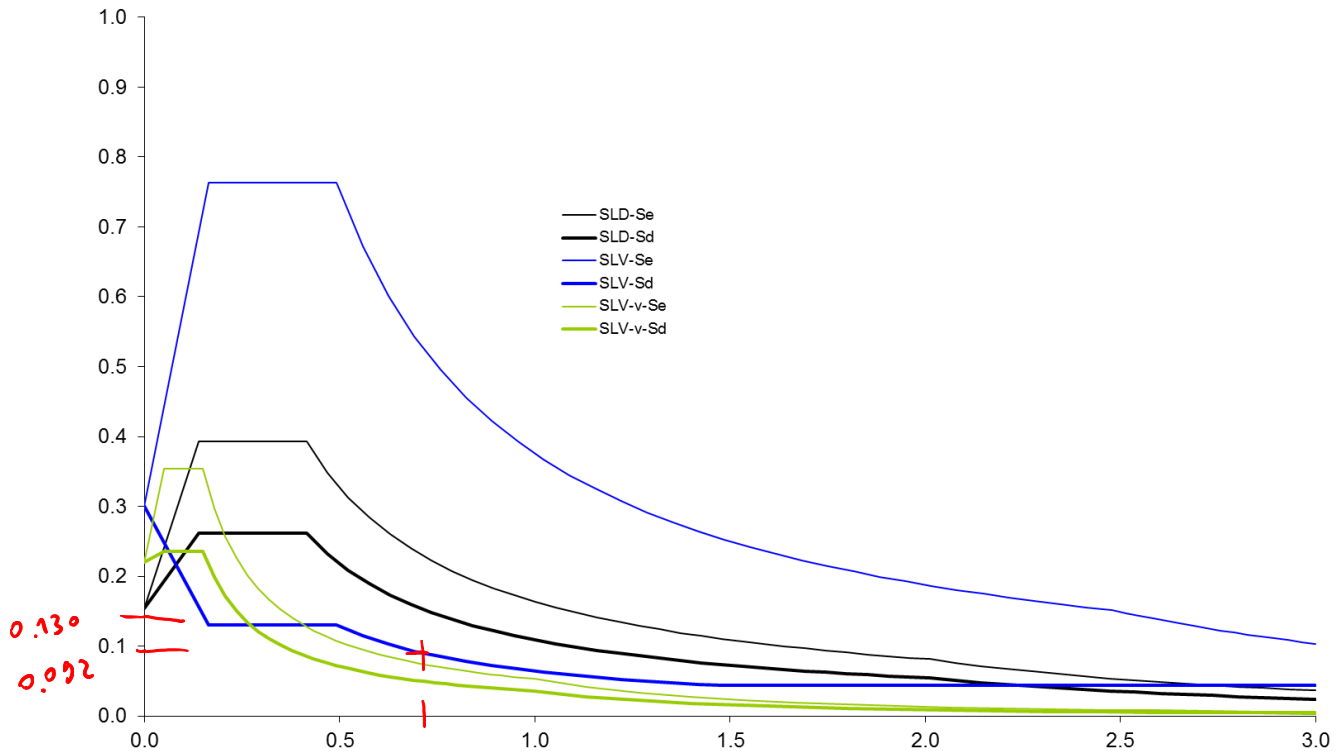


Fig. 8. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e  $q=5.85$

e 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  $9 \text{ kN/m}^2$ . I valori ottenuti da questa fase di predimensionamento, sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 4. Valore stimato del peso delle masse di piano

	Area [ $\text{m}^2$ ]	Peso [kN]	Massa [tonn]
impalcato tipo	286.8	2868	292.3
copertura	332.1	2989	304.7
Totale		17328	1936

Il periodo proprio  $T_1$  della struttura può essere stimato in prima approssimazione utilizzando la formula fornita dalla normativa

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 19.70^{3/4} = 0.701 \text{ s}$$

Tale valore è maggiore di  $T_C$  (che vale  $0.492 \text{ s}$  per SLV) e si è quindi nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a  $T$ . Quindi l'ordinata spettrale per SLV è, per lo spettro di risposta elastica

$$S_e = 0.763 \text{ g}$$

*No, viene*

e per quello di progetto

$$S_d = 0.130 \text{ g}$$

*$S_1 = 0.092 \text{ g}$*



Da questi valori si sono ricavate le forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica, con un coefficiente riduttivo  $\lambda=0.85$ . I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

*i valori corrispondono  
a 0.092 g*

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	
Piano	Wi	hi	Wi hi	F	
6	2989	19.93	59569	394.9	F6
5	2868	16.50	47320	313.7	F5
4	2868	13.30	38143	252.9	F4
3	2868	10.10	28966	192.0	F3
2	2868	6.90	19788	131.2	F2
1	2868	3.70	10611	70.3	F1
				1355	$\Sigma Fh$
	$\Sigma Wi hi$		204397		
Fh [kN]	1355				

La formula di normativa è in genere abbastanza affidabile per la tipologia di telaio in cemento armato con travi emergenti. È però opportuno effettuare un controllo, perché le scelte progettuali possono portare a strutture significativamente più rigide o più deformabili rispetto a quanto ipotizzato dalla normativa. Si è quindi valutata la rigidezza della struttura intelaiata ai diversi piani e gli spostamenti conseguenti all'azione sismica. La rigidezza è stata valutata con l'espressione di seguito riportata:

$$rigidezza = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,sup} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,inf} / L_t} \right)}$$

nella quale la sommatoria è estesa a tutti i pilastri e travi considerati come elementi principali,  $L_p$  è la lunghezza dei pilastri (altezza di interpiano) e  $L_t$  la lunghezza media delle travi

Inoltre si è provveduto alla valutazione della rigidezza di ciascun pilastro con la seguente espressione:

$$rigidezza = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E \sum I_{t,sup} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E \sum I_{t,inf} / L_t} \right)}$$

Sommando le rigidezze dei singoli pilastri si ottiene la rigidezza di piano della struttura ed è stato effettuato per tutti gli impalcati. Questo procedimento è più efficace rispetto alla stima globale. I dettagli di calcolo delle due valutazioni della rigidezza sono riportati nel foglio di calcolo Excel "Dimensionamento \_ Rigidezze"

*Sarebbe stato opportuno riportare la tabella con le rigidezze che è  
nel foglio citato*

Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate sommando le rigidezze dei singoli pilastri, separatamente per la direzione  $x$  e quella  $y$ .

Tab. 6. Riepilogo rigidezze di piano

piano	direzione $x$	direzione $y$
6°	326.8	238.4
5°	326.8	238.4
4°	371.5	276.3
3°	421.6	323.1
2°	421.6	323.1
1°	420.4	396.7

Le rigidezze variano con regolarità lungo l'altezza, confermando il giudizio di regolarità in altezza espresso in seguito all'esame visivo della struttura. Sono state riviste le misure delle sezioni trasversali degli elementi strutturali prese in considerazione nel predimensionamento e sono state ricalcolate le forze di piano. Utilizzando questi valori delle rigidezze, che per definizione sono il rapporto tra taglio e spostamento relativo, si sono calcolati gli spostamenti relativi corrispondenti ai tagli di piano e i conseguenti spostamenti assoluti. I valori sono riportati nelle tabelle, di seguito. Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh (vedi tabella). Il periodo trovato per la direzione  $x$  è abbastanza vicino a quello stimato con la formula di normativa (0.769 s anziché 0.701 s). Nella direzione  $y$ , il periodo risulta pari a 0.834 s.

Nel seguito il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza (cioè corrispondenti al periodo 0.701 s), ma si è tenuto conto del possibile incremento nella formulazione del giudizio sulla accettabilità delle sezioni scelte.

Tab. 7. Spostamenti di piano – direzione  $x$

Piano	Fi	Vi	ki	Delta i	u i	mi	Fi ui	mi ui^2
6	389.8	389.8	326.8	1.2	16.2	473.9	6297.2	123685.2
5	357.1	746.9	326.8	2.3	15.0	292.3	5343.0	65442.4
4	287.9	1034.8	371.5	2.8	12.7	292.3	3648.9	46976.1
3	224.2	1259.0	421.6	3.0	9.9	292.3	2218.0	28600.0
2	153.2	1412.2	421.6	3.3	6.9	292.3	1057.8	13936.5
1 testa	82.2	1494.4	420.4	3.6	3.6	292.3	292.0	3693.8
piede								
						Σ	18857	282334
							T	0.769

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione y

Piano	Fi	Vi	ki	Delta i	u i	mi	Fi ui	mi ui^2
6	389.8	389.8	238.4	1.6	20.5	325.7	8009.5	137496.6
5	357.1	746.9	238.4	3.1	18.9	334.1	6753.8	119499.0
4	287.9	1034.8	276.3	3.7	15.8	334.1	4542.2	83188.2
3	224.2	1259.0	323.1	3.9	12.0	334.1	2698.6	48382.4
2	153.2	1412.2	323.1	4.4	8.1	334.1	1246.7	22124.5
1 testa	82.2	1494.4	396.7	3.8	3.8	334.1	309.5	4741.8
piede								
						Σ	23560	415432
							T	0.834

Per valutare le caratteristiche di sollecitazione conseguenti alle forze sismiche, si è ipotizzato che l'azione sismica sia portata esclusivamente dagli elementi principali, che sono:

- in direzione  $x$ , 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°);
- 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°);

Ciascun pilastro assorbe quindi  $1/8$  del taglio di piano. Dal taglio dei pilastri si è risalito al momento flettente, moltiplicando il taglio per  $0.5 h$  a tutti i piani tranne il primo, per il quale si è considerato un moltiplicatore pari a  $0.4 h$  per la sezione in testa e  $0.6 h$  per la sezione al piede (in quest'ultimo valore si è considerato forfetariamente anche un piccolo contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidità della trave di fondazione). Infine, il momento flettente nelle travi è stato stimato con riferimento all'equilibrio di un nodo a quattro vie e quindi come media tra il momento al piede del pilastro superiore e del momento in testa al pilastro inferiore. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 9. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

Piano	Fi	Vi	Vpil	Mpil	Mtra
6	389.8	389.8	48.7	78.0	39.0
5	357.1	746.9	93.4	149.4	113.7
4	287.9	1034.8	129.3	207.0	178.2
3	224.2	1259.0	157.4	251.8	229.4
2	153.2	1412.2	176.5	282.4	267.1
1 testa	82.2	1494.4	186.8	276.5	279.5
piede				414.7	

*E' opportuno  
riepilogare i  
valori incrementati  
in una Tabella*

Questi valori dovrebbero corrispondere con i risultati del calcolo per sisma in direzione  $x$ , con riferimento allo schema con centro di massa nella sua posizione nominale. L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti orizzontali del sisma potranno produrre incrementi di circa il 20% nei telai di estremità. Occorre inoltre tener conto che per i pilastri tutti i valori, escluso quello alla base del primo ordine, dovranno essere incrementati per la gerarchia delle resistenze. L'incremento indicato dalla normativa per CD "A" è del 30%, ma tenendo conto delle sovraresistenza delle travi è opportuno considerare un incremento maggiore, orientativamente del 50%. I valori massimi ottenuti risultano comunque prossimi a quelli al piede dei pilastri del primo ordine.

Per sisma in direzione  $y$  ci si deve aspettare valori minori, essendo l'azione ripartita tra 17 pilastri equivalenti. I valori dovrebbero essere quindi i  $8/10$  (cioè l'80%) di quelli sopra indicati. La differenza di periodo, evidenziata dalla formula di Rayleigh, porterebbe ad un ulteriore incremento di circa il 15% e quindi a valori rispettivamente pari all'95% di quelli in direzione  $x$ .

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a 54 kN/m in assenza di sisma e 34 kN/m in presenza di sisma. Valori ottenuti dal foglio di calcolo Excel. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 109 kNm e 70 kNm, con riferimento ad una campata lunga 4.50 m. Per la trave a spessore più caricata, lunga 4.80 m, si ha invece un carico massimo di 14 kN/m in assenza di sisma e 10 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 31.60 kNm e 22 kNm.

Una verifica di massima della trave emergente  $30 \times 70$  più sollecitata può essere fatta sommando l'effetto del sisma ( $1.2 \times 271.1 = 325.3$  kNm) a quello dei carichi verticali (54 kNm), ottenendo circa 379.3 kNm, valore accettabile per tale sezione. Per la trave  $30 \times 70$  in direzione  $y$  si può invece assumere un effetto del sisma incrementato del 80%, arrivando così ad un momento totale di circa 682.7 kNm.

*rid. di 0.8 moltiplicando  $\times 0.8$*

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 71 kN a 1610 kN per i carichi in condizioni sismiche. Valori riportati nel foglio di calcolo Excel. Sarebbe in generale utile stimare anche la variazione di sforzo normale indotta dal si-

*riduzione  
per due T massime*

*si forma  
così la  
resistenza  
non ce  
la fa*

sma, ma si è ritenuto non necessario in questo caso effettuare una stima accurata. Considerando per il pilastro 30×70 un momento massimo pari a 496 kNm, la figura che segue mostra che sono necessari 6Ø20 sul lato corto. La variazione di sforzo normale dovuta al sisma, se non particolarmente elevata, non cambia il giudizio sui pilastri.

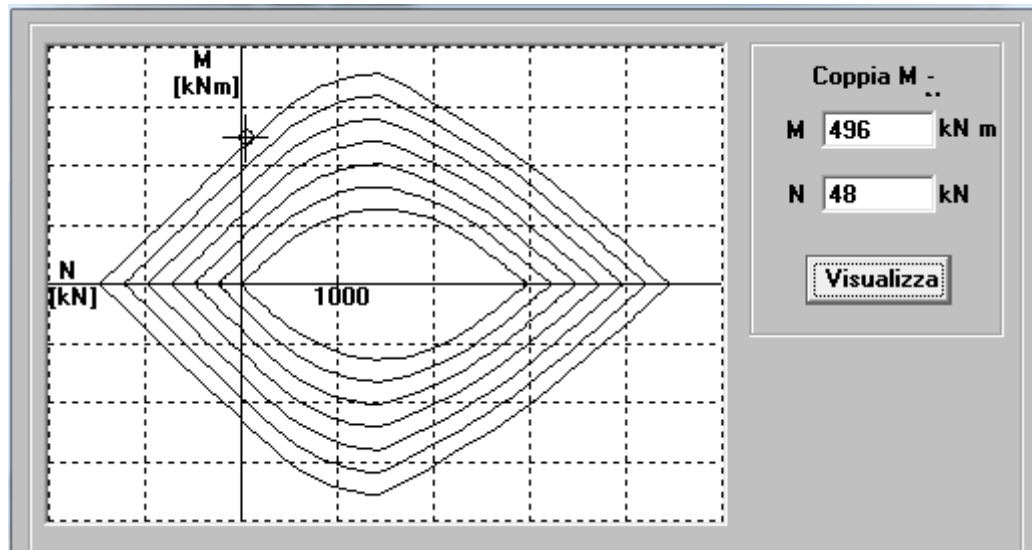


Fig. 9. Domini di resistenza dei pilastri

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

Nel foglio di calcolo Excel sono riportati in dettaglio i carichi verticali agenti sulle travi nelle due condizioni di carico da esaminare, ovvero in assenza di sisma (valori  $g_d + q_d$ , che per brevità saranno in seguito indicati come “carichi massimi”) ed in presenza di sisma (valori  $g_k + \psi_2 q_k$ , che per brevità saranno in seguito indicati come “carichi minimi”). I valori massimi corrispondono bene con la stima preliminare effettuata e sono quindi da ritenere accettabili.

Nel foglio di calcolo sono riportati in dettaglio le elaborazioni che hanno consentito di determinare i pesi delle masse di piano, le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio d'inerzia delle masse. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 10. Masse di piano

Piano	Area A [m <sup>2</sup> ]	Massa m [t]	Peso W [kN]	W/A [kN/m <sup>2</sup> ]	$x_G$ [m]	$x_G$ [m]	$\rho_m$ [m]
6°	332.1	294.3	2887.3	8.7	12.00	5.25	8.0
5°,4°	286.8	325.7	3194.9	11.1	12.00	5.17	8.1
2°,3°	286.8	334.1	3277.5	11.4	12.00	5.17	8.1
1°	286.8	334.1	3277.5	11.4	12.00	5.17	8.1

Il rapporto tra peso ed area dell'impalcato non si discosta di molto dalla stima iniziale ed è quindi da ritenersi accettabile. Le coordinate del baricentro delle masse, riportate graficamente nella pianta, risultano accettabili, data la quasi doppia simmetria della pianta. Il raggio d'inerzia per una distribuzione di masse uniforme in un rettangolo di lati  $b$  e  $h$  sarebbe pari a

$$\rho_m = \sqrt{\frac{b^2 + h^2}{12}}$$

Questa espressione al piano tipo, essendo  $b=24.00$  m e  $h=10.50$  m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe  $\rho_m = 7.56$  m. Questo valore è paragonabile con quello trovato data la forma rettangolare della pianta. i valori di  $\rho_m$  sono quindi da ritenersi accettabili.

Le eccentricità accidentali sono state assunte pari a  $0.05 L$ , con  $L$  dimensione massima dell'edificio in direzione ortogonale al sisma. Poiché la dimensione massima dell'edificio è pari a 24.00 m in direzione  $x$  e 10.50 m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali sono 1.2 m e 0.525 m, rispettivamente per sisma agente in direzione  $x$  e in direzione  $y$ .

### Programma di calcolo e modellazione della struttura

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

*Tetto in legno, solo unico e non ulteriore impalcato*

*non mi sembra ci sia*

(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

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. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a 30-55 kNm, con un massimo di 68.16 kNm.

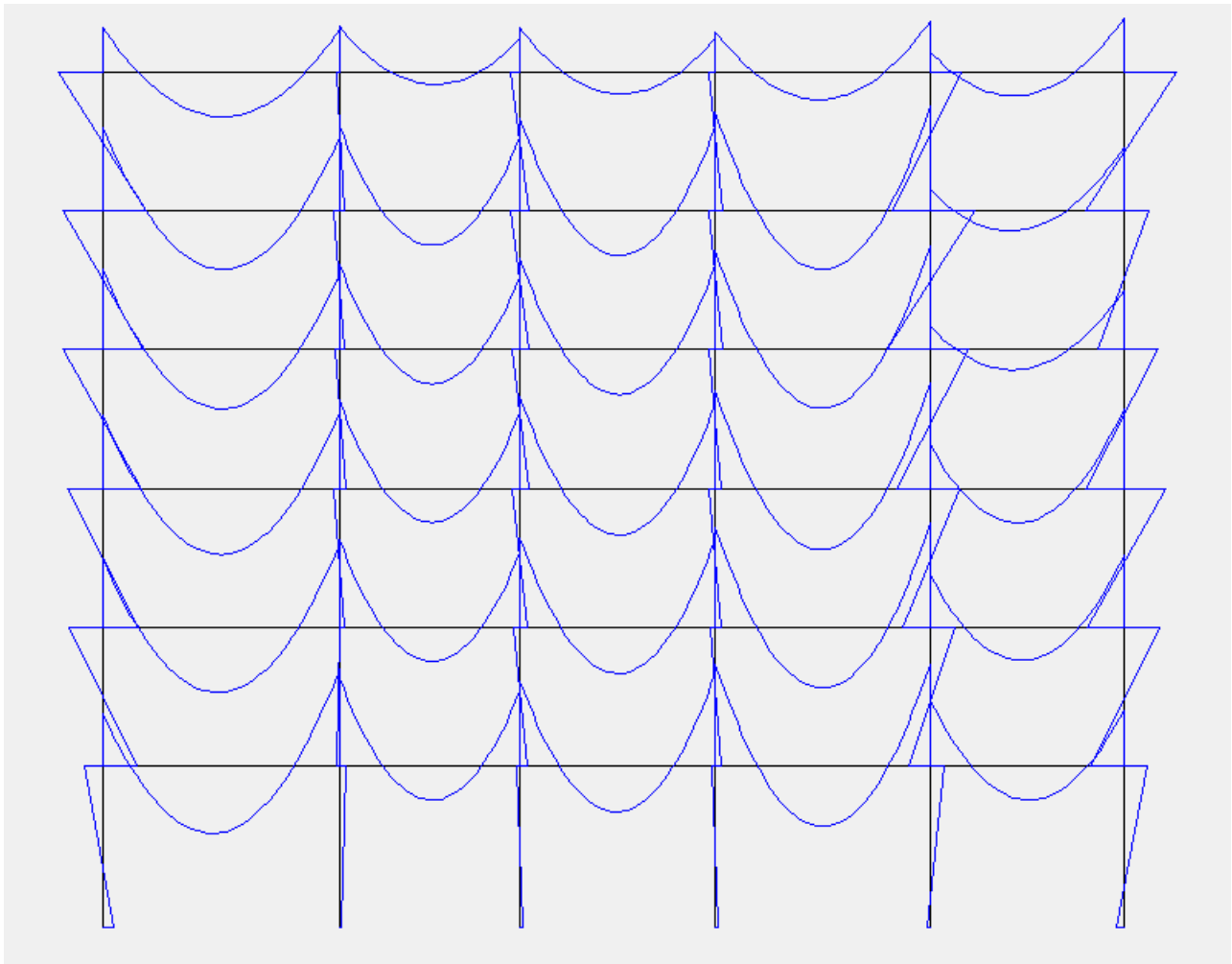
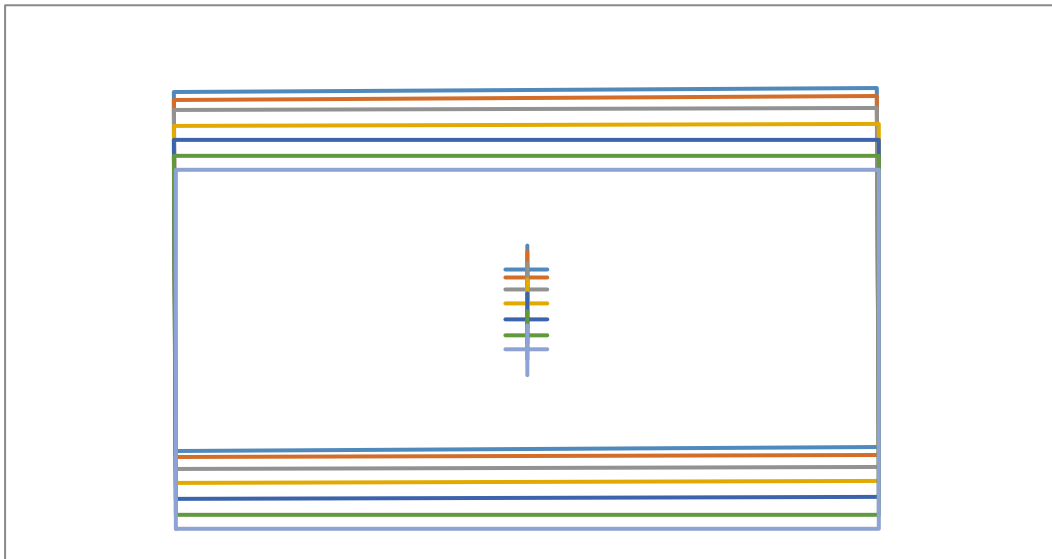
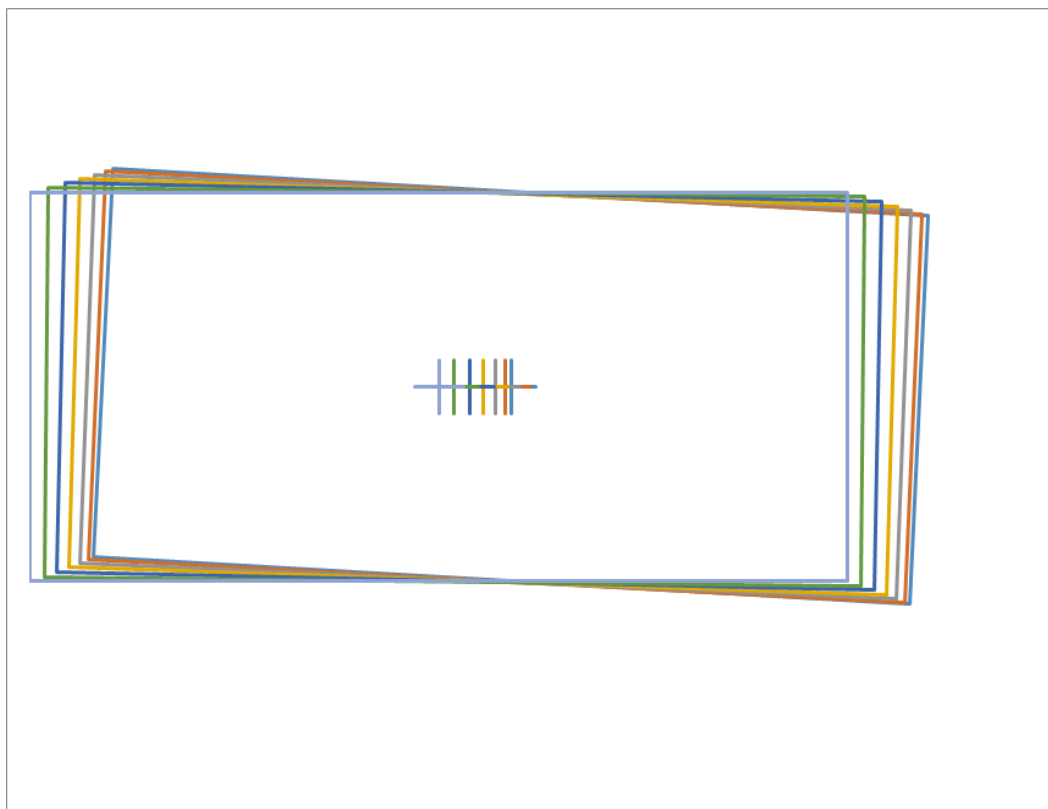


Fig. 10. Diagramma del momento flettente – telaio 1x (1;2;3;4;5;6), carichi verticali massimi

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) con i relativi periodi.



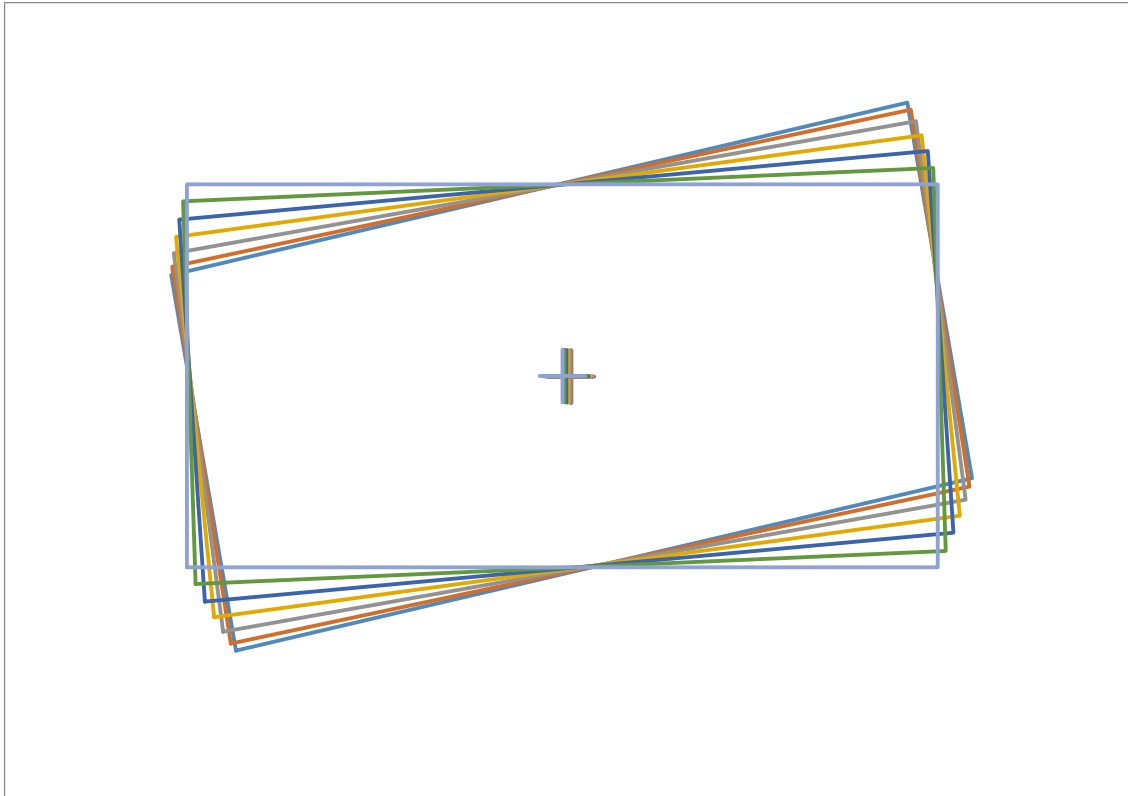
modo 1  $T = 0.833$  s



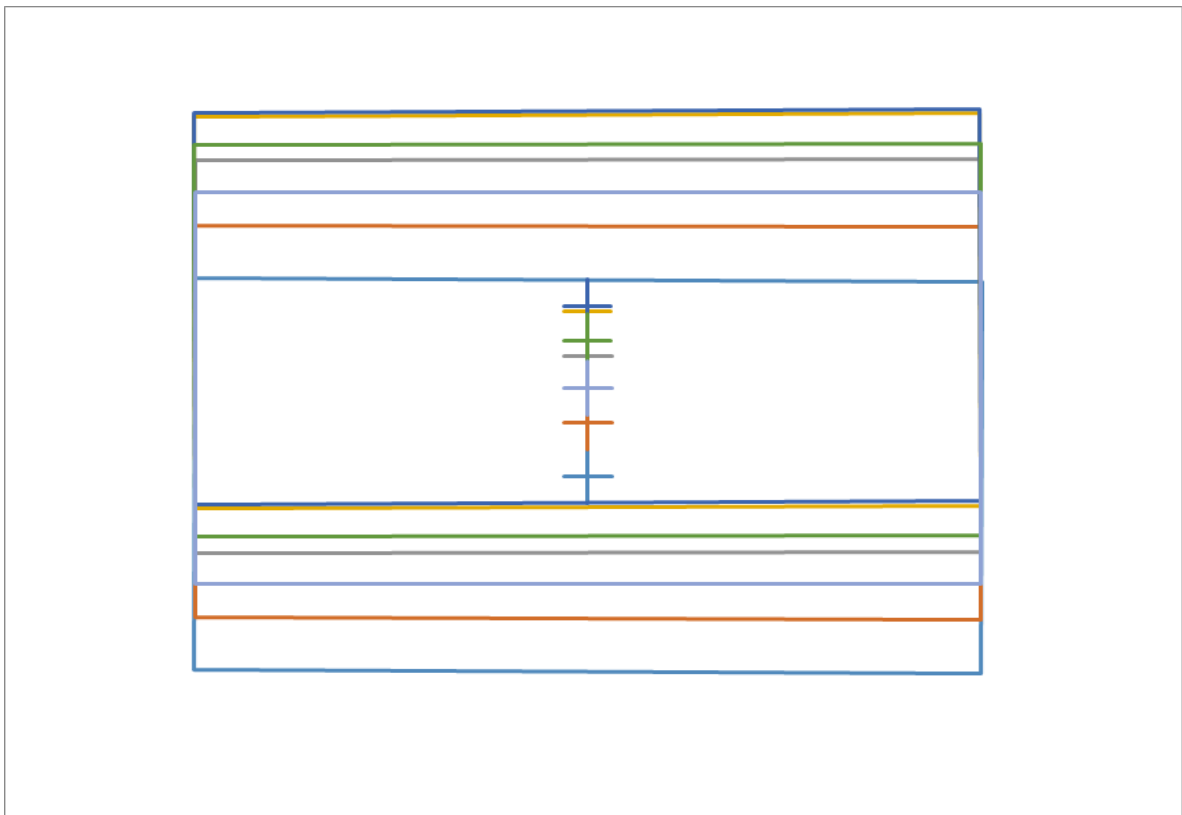
modo 2  $T = 0.756$  s

*c'è un po'  
di rotazione*

*Ma mi stupisce  
che sia la parte  
di sopra a  
spostarsi di più*

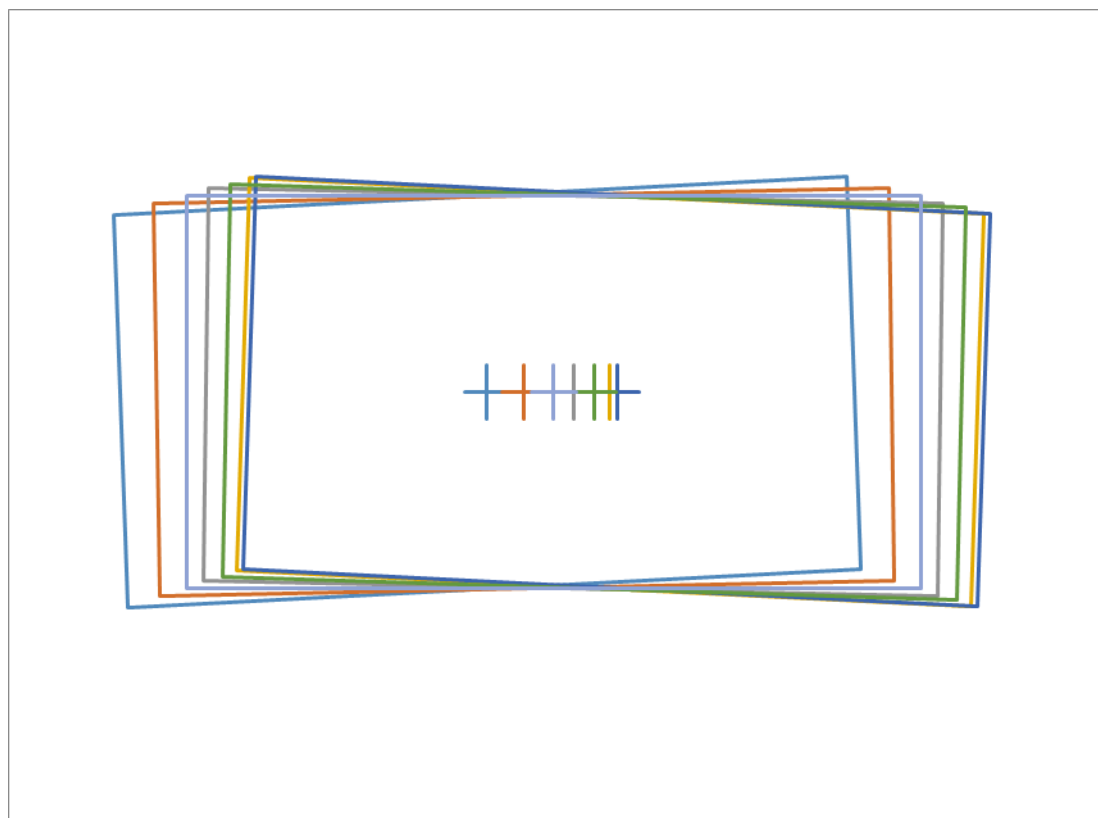


modo 3  $T = 0.723$  s



modo 4  $T = 0.280$  s





modo 5  $T = 0.258$  s

Fig. 11. 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. I modi successivi mostrano spostamenti e rotazioni sostanzialmente disaccoppiati, con inversioni di segno; corrispondono quindi a quelli che sarebbero i modi successivi al primo per uno schema piano.

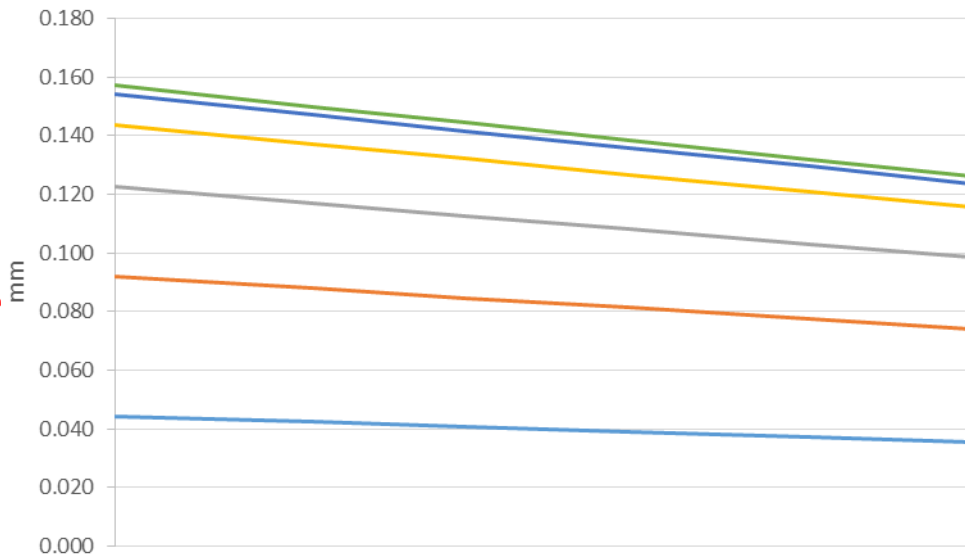
Le masse partecipanti relative ai primi 9 modi sono riportate nella tabella, nella pagina successiva.

Tab. 11. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$

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%

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione  $x$  è riportato nella figura che segue. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (15.4 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

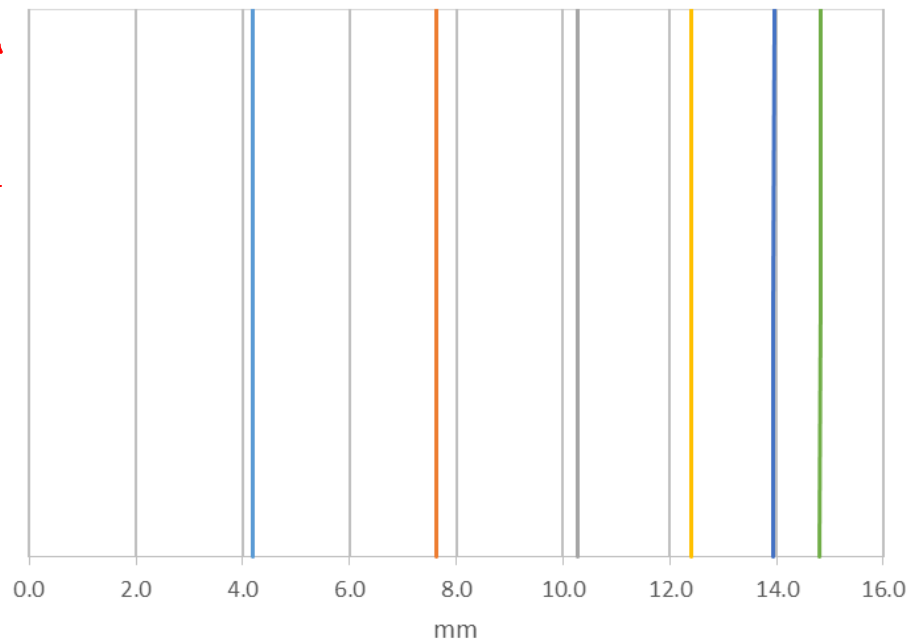
usa sempre  
la stessa  
scala  
(questi valori  
sono piccolissimi  
ma sembrano  
grandi)



Direzione y

la rotazione che si vede  
per il modo 2  
scompare nell'involuppo.

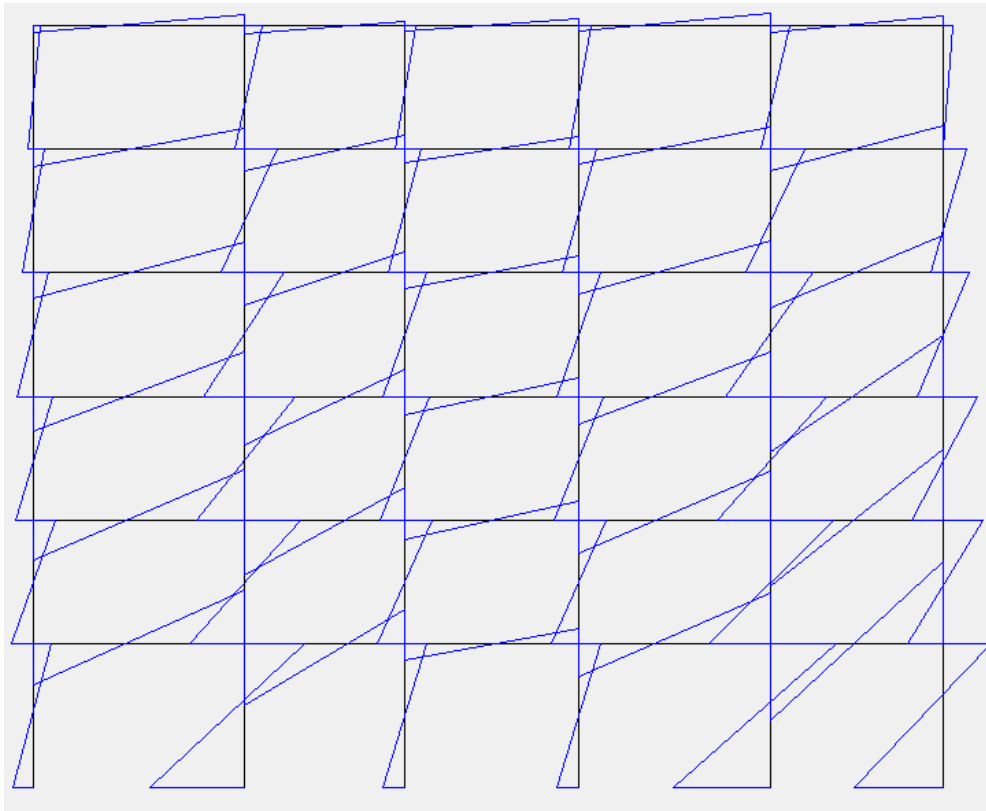
Commentare



Direzione x

Fig. 12. Involuppo delle deformate modali, sisma  $x$

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità (1x e 2x) per effetto del sisma in direzione  $x$ . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $x$ .



2 è quello  
centrale,  
non di  
estremità

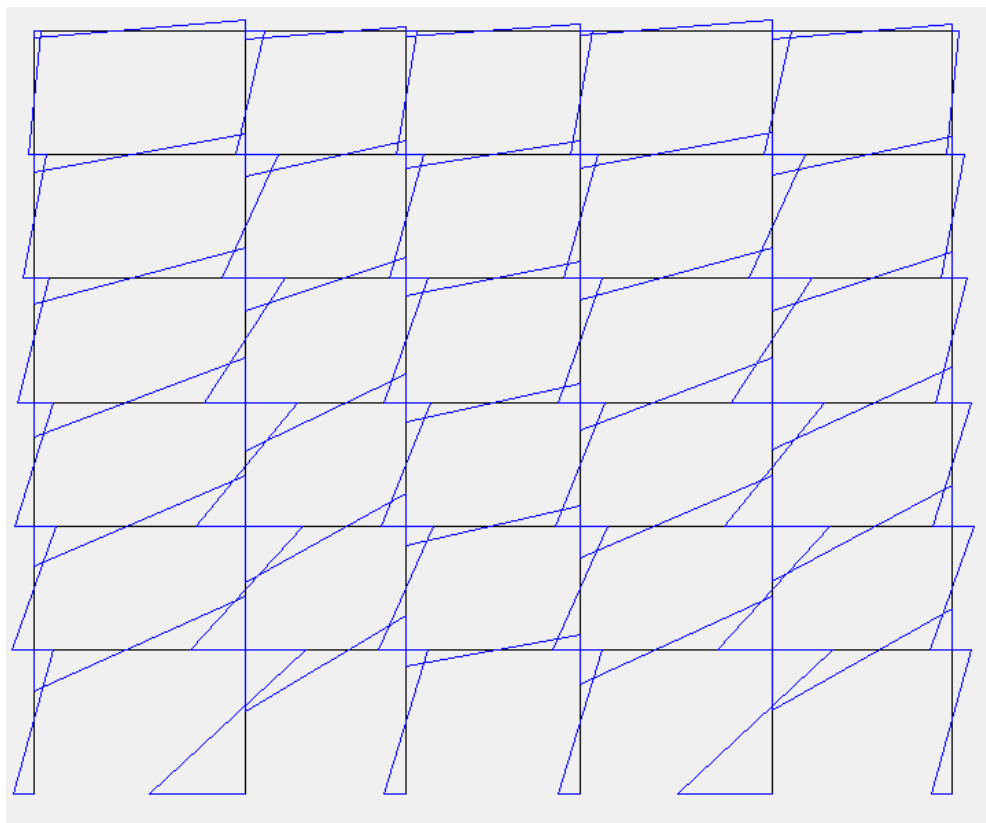
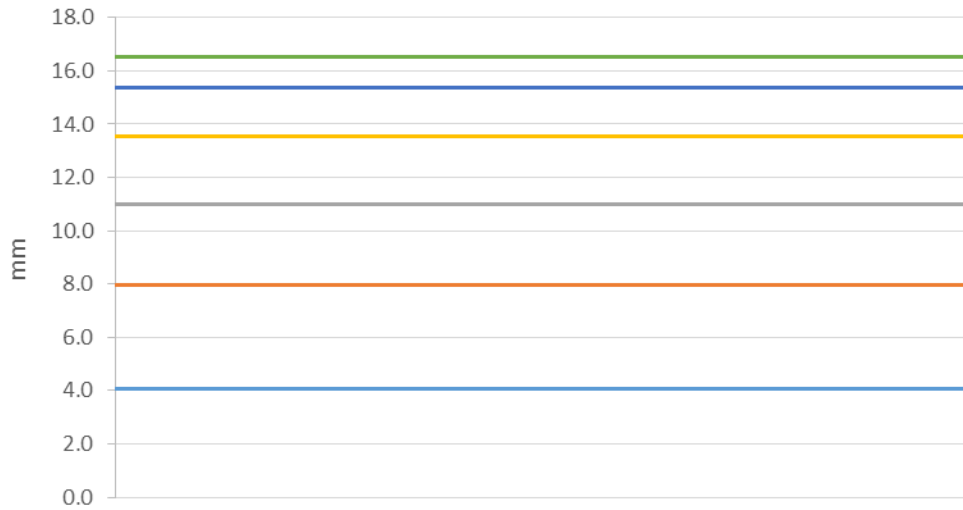


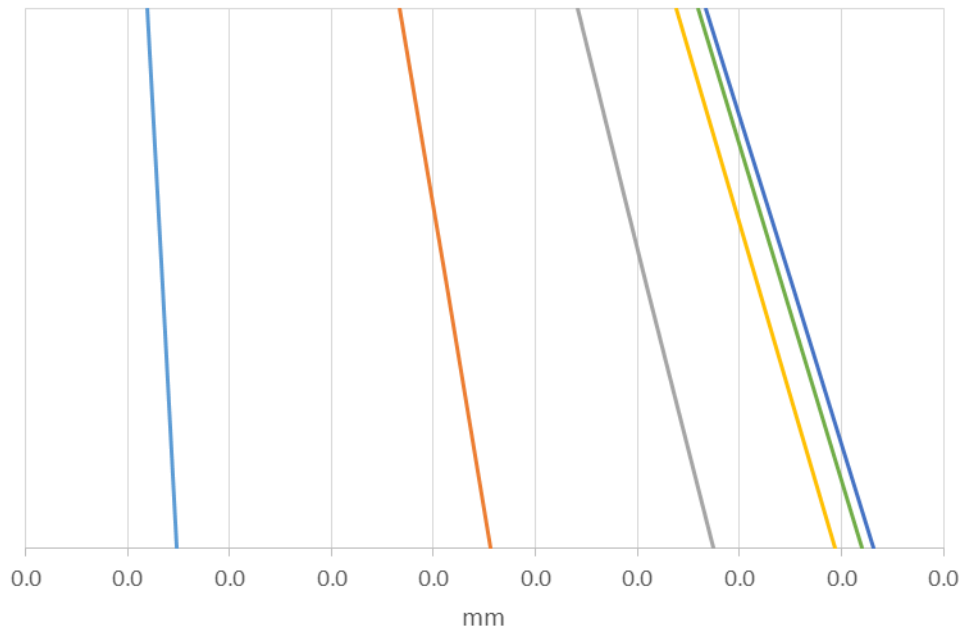
Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai 1x e 2x, analisi modale, sisma  $x$

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y è riportato nella figura che segue. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta. L'andamento degli spostamenti è simile ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.



Direzione y

*anche questi  
invalenti*

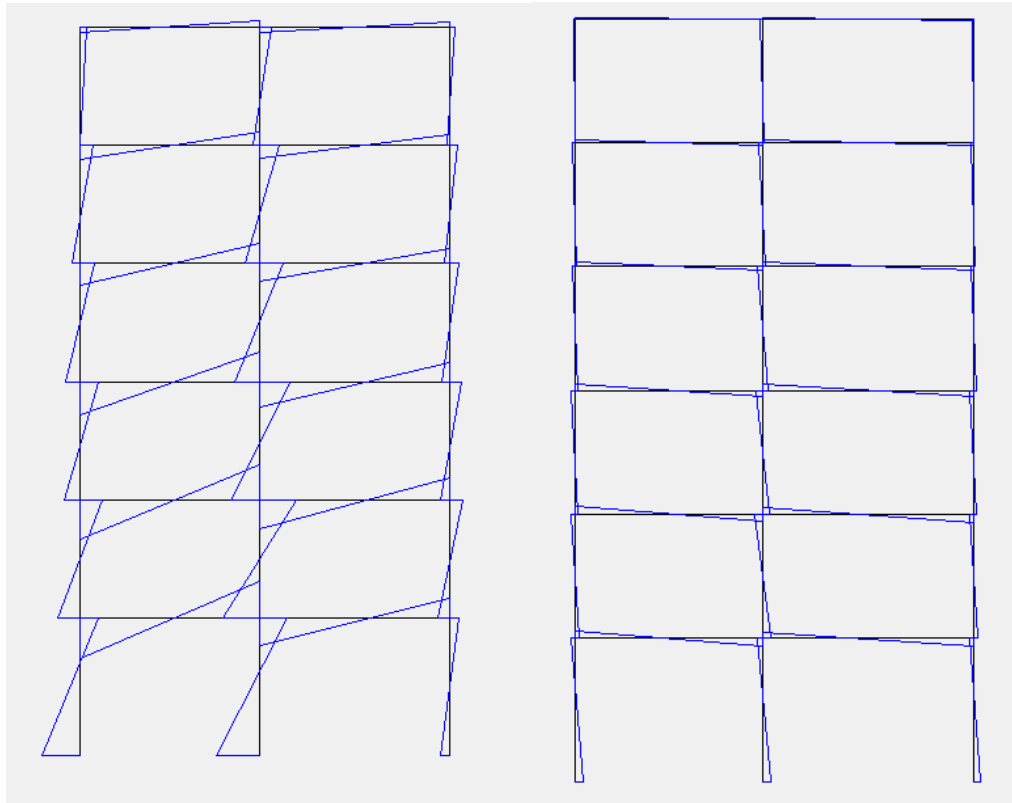


Direzione x

Fig. 14. Involuppo delle deformate modali, sisma y

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in un telaio posto a sinistra (4) e nel telaio all'estremità destra (6) per effetto del sisma in direzione  $y$ . L'immagine conferma che in ciascun telaio i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $y$ .

Non si capisce  
quali siano i  
telaio di cui  
parli ...



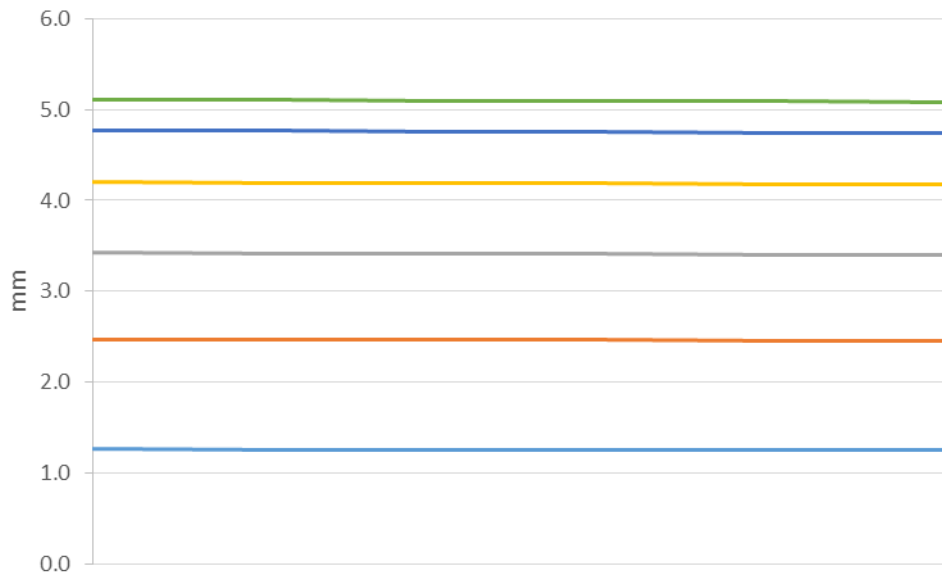
... e perché  
qui la pendenza  
di  $M$  è  
opposta?

Fig. 15. Diagramma del momento flettente nei telai 4 e 6, analisi modale, sisma  $y$

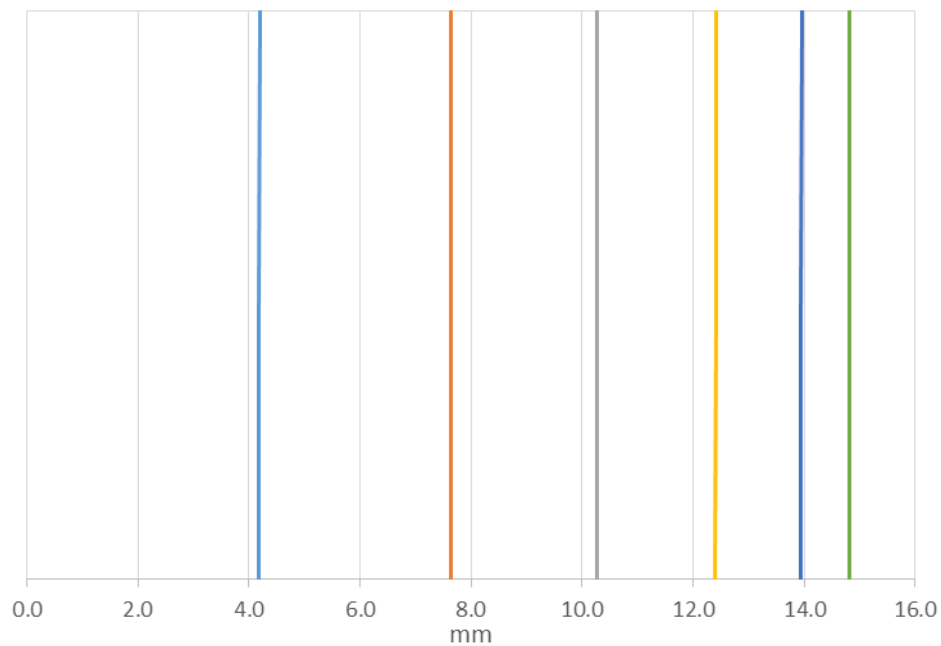
*non mi sembra — e la didascalia dice cose diverse*

Nelle figure che seguono è mostrato l'incremento di spostamenti dovuto all'eccentricità accidentale, separatamente per azione in direzione  $x$  e in direzione  $y$ .

Si può notare che l'incremento degli spostamenti massimi nelle due direzioni è molto contenuto.



Direzione y



Direzione x

Fig. 16. Effetto del sisma prevalente  $x$ , ovvero sisma  $x + 0.3$  sisma  $y$

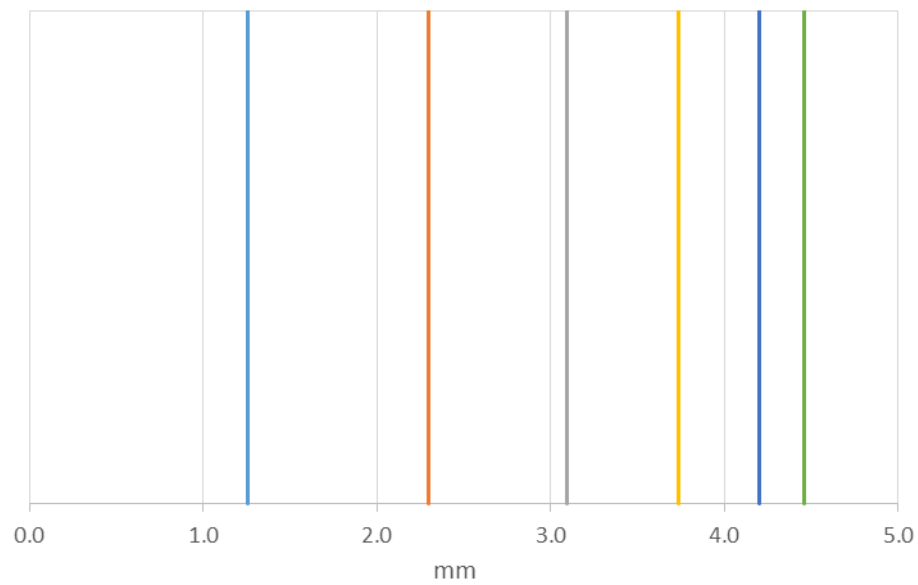
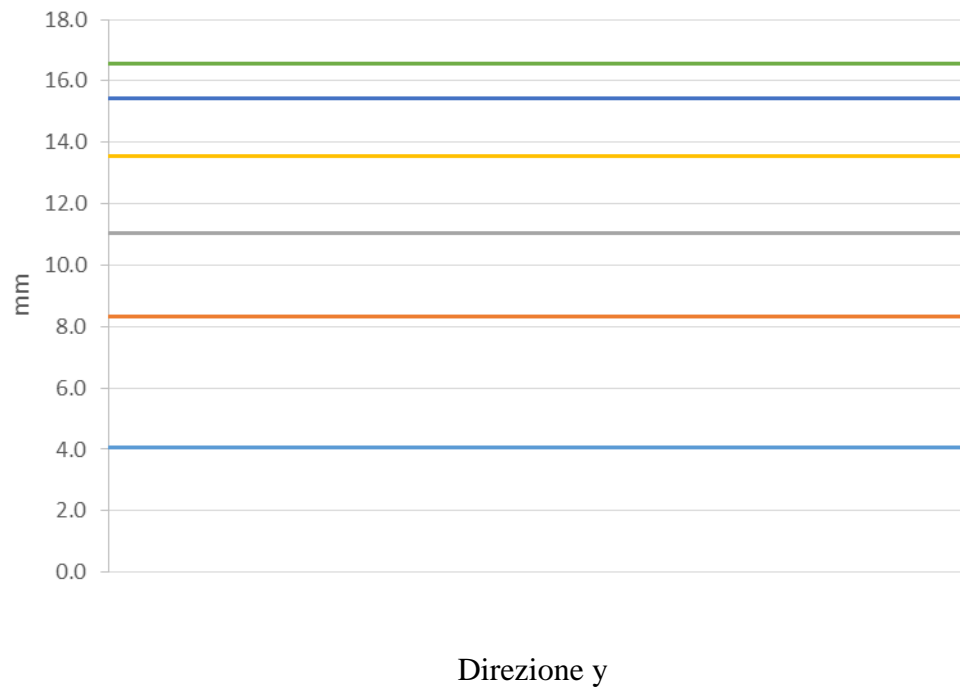


Fig. 17. Effetto del sisma prevalente y, ovvero sisma y + 0.3 sisma x

## 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. 12. Momenti al sesto impalcato

Campata	Estr.	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x + 0.3 y
1-2	(Sx)	-55.64	-36.43	134.50	0.30	4.60	10.51	139.10	10.80	142.34
1-2	(Dx)	-100.84	-66.22	-180.12	-0.39	-6.14	-14.03	-186.26	-14.42	-190.58
2-3	(Sx)	-92.06	-58.20	203.09	0.44	6.91	15.78	209.99	16.22	214.86
2-3	(Dx)	-78.81	-49.73	-115.43	-0.25	-3.93	-8.97	-119.35	-9.22	-122.12
3-4	(Sx)	-89.07	-56.14	51.06	0.12	1.78	4.07	52.84	4.19	54.10
3-4	(Dx)	-97.78	-61.81	-54.45	-0.13	-1.89	-4.32	-56.34	-4.44	-57.67
4-5	(Sx)	-107.09	-68.16	108.72	0.24	3.72	8.49	112.44	8.73	115.05
4-5	(Dx)	-106.87	-66.48	-172.52	-0.38	-5.90	-13.48	-178.42	-13.86	-182.57
5-6	(Sx)	-68.99	-45.00	255.84	0.54	8.67	19.81	264.50	20.36	270.61
5-6	(Dx)	-59.04	-38.68	-279.88	-0.59	-9.48	-21.67	-289.36	-22.26	-296.04

Tab. 13. Combinazione momenti al sesto impalcato

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

Il diagramma dei momenti è riportato nella tavola "trave", qui vengono riportate le considerazioni che hanno portato all'armatura posizionata nella trave.

Le cinque campate della travi 101 sono emergenti.

*(l'armatura non è anche qui)*

## Armature a flessione

I valori del momento flettente da prendere in considerazione per la determinazione delle armature sono quelli a filo pilastro per tener conto che la reazione dell'appoggio non è una forza concentrata ma piuttosto un'azione distribuita.

Si calcola successivamente l'area minima di armatura imposta dalla normativa partendo dal calcolo di  $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_{yk}} = \frac{1.4}{450} = 0.0031$  (percentuale meccanica di armatura) da questa si può calcolare la quantità minima di armatura che sarà:

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} bh = 0.0031 \cdot 30 \cdot 70 = 6.51 \text{ cm}^2 \text{ (per le travi emergenti fino al 3° impalcato con sezione 30x70)}$$

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} bh = 0.0031 \cdot 30 \cdot 60 = 5.60 \text{ cm}^2 \text{ (per le travi emergenti fino al 4° al 6° impalcato con sezione 30x60)}$$

Indipendentemente dai risultati ottenuti per l'armatura minima, sopra menzionati, si è scelto di disporre su tutta la trave 3 $\phi$ 16 (superiore ed inferiore) come armatura filante  $A_s=6.03$ , estendendo tale armatura per tutte le travi emergenti per tutti gli impalcati.

Le uniche travi a spessore a due campate presenti nella struttura sono disposte rispettivamente nei telai 5° ed 8°, per tutti gli ordini la loro sezione trasversale si mantiene costante ed è pari a 30x22.

Tali travi a spessore essendo elementi strutturali secondari dai risultati ottenuti, vedi foglio Excel, è sufficiente disporre solamente l'armatura filante, 3 $\phi$ 16 (superiore ed inferiore).

Quando il momento sollecitante dovesse risultare maggiore del momento resistente si aggiungono dei monconi in modo tale da coprire questa differenza.

Si è scelto di ancorare e sovrapporre le barre in modo oculato, restando lontani dai nodi (e dalla mezzeria delle campate). Questa scelta è dettata dalle indicazioni di normativa dove espressamente indica che le armature longitudinali delle travi attraversino i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi.

La normativa indica come zona critica un tratto che va dal filo pilastro ed è pari a  $1.5h_{\text{trave}}$  per strutture CD'A".

Il momento resistente della trave 101 è stato calcolato mediante la formula rigorosa. Il momento resistente è stato calcolato mediante la formula approssimata per le travi del primo telaio dal secondo ordine in poi e per le travi di tutti i telai ad ogni ordine

Sono riportate di seguito le tabelle delle armature necessarie a flessione per le travi 201; 301; 401; 501; 601.

Tab. 14. Armatura Trave 201

	Trave 201 Armatura Superiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
A <sub>Ssup</sub>	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
Φ16 <sub>fila</sub>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Φ 16	1	1					1	1		2
Φ 20			1						1	
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l
	Trave 201 Armatura Inferiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
A <sub>Sinf</sub>	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
Φ16 <sub>fila</sub>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Φ 16									1	1
Φ 20										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l

Tab. 15. Armatura Trave 301

	Trave 301 Armatura Superiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
A <sub>Ssup</sub>	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
Φ16 <sub>fila</sub>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Φ 16	1	1	1					1	1	
Φ 20										1
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l
	Trave 301 Armatura Inferiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
A <sub>Sinf</sub>	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
Φ16 <sub>fila</sub>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Φ 16									1	1
Φ 20										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l

Tab. 16. Armatura Trave 401

	Trave 401 Armatura Superiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
$A_{S_{sup}}$	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
$\Phi 16_{fila}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
$\Phi 16$	1	1	1					1		1
$\Phi 20$										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l
	Trave 401 Armatura Inferiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
$A_{S_{inf}}$	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
$\Phi 16_{fila}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
$\Phi 16$										
$\Phi 20$										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l

Tab. 17. Armatura Trave 501

	Trave 501 Armatura Superiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
$A_{S_{sup}}$	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
$\Phi 16_{fila}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
$\Phi 16$										
$\Phi 20$										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l
	Trave 501 Armatura Inferiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
$A_{S_{inf}}$	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
$\Phi 16_{fila}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
$\Phi 16$										
$\Phi 20$										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l

Tab. 18. Armatura Trave 601

	Trave 601 Armatura Superiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
A <sub>Ssup</sub>	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
Φ16 <sub>fila</sub>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Φ 16										
Φ 20										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l
	Trave 601 Armatura Inferiore									
	Campata 1-2		Campata 2-3		Campata 3-4		Campata 4-5		Campata 5-6	
	appoggio		appoggio		appoggio		appoggio		appoggio	
A <sub>Sinf</sub>	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX	SX	DX
Φ16 <sub>fila</sub>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Φ 16										
Φ 20										
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	l

## Armature a taglio

Nello spirito della gerarchia delle resistenze, il taglio in base a cui verificare la sezione e progettare le armature trasversali non è quello fornito dal calcolo ma deve essere determinato con condizioni di equilibrio a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni alle estremità della trave. Questa deve essere valutata a partire dalle armature superiori ed inferiori effettivamente disposte nella sezione.

Il taglio verrà determinato con condizioni di equilibrio pensando che entrambe le sezioni di estremità siano plasticizzate.

$$V_{Ed,1} = q \frac{l}{2} - \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,2}^{-} + M_{Rd,1}^{+}}{l} \quad \text{estremo di sx}$$

$$V_{Ed,2} = q \frac{l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,2}^{+} + M_{Rd,1}^{-}}{l}$$

$$V_{Ed,1} = -q \frac{l}{2} - \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,2}^{-} + M_{Rd,1}^{+}}{l} \quad \text{estremo di dx}$$

$$V_{Ed,2} = -q \frac{l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,2}^{+} + M_{Rd,1}^{-}}{l}$$

dove:  $q = g_k + \psi_2 q_k$ ,  $l$  è la lunghezza netta della trave,  $\gamma_{Rd} = 1$

Tab. 19. Momenti Resistenti delle sezioni di estremità

Campata	Estr.	M <sub>R(Sup)</sub>	M <sub>R(Inf)</sub>
1-2	(Sx)	-185.9	139.5
1-2	(Dx)	-212.4	139.5
2-3	(Sx)	-212.4	185.9
2-3	(Dx)	-139.5	139.5
3-4	(Sx)	-139.5	139.5
3-4	(Dx)	-139.5	139.5
4-5	(Sx)	-185.9	139.5
4-5	(Dx)	-212.4	139.5
5-6	(Sx)	-258.9	212.4
5-6	(Dx)	-258.9	232.4

Tab. 20. Luce netta e Carichi Verticali

	1° campata	2° campata	3° campata	4° campata	5° campata
$g_k + \psi_2 g_k$	26.08	34.94	34.94	34.94	26.08
Luce [m]	5.00	3.65	4.20	4.44	3.75

Tab. 21. Taglio Agente alle estremità delle campate

Campata	V <sub>(Dx)</sub>	V <sub>(Sx)</sub>
Campata 1-2	149.7	143.3
Campata 2-3	170.7	179.5
Campata 3-4	153.1	153.1
Campata 4-5	172.7	165.5
Campata 5-6	199.7	206.1

Una volta calcolato il taglio sollecitante si passa alla determinazione del taglio resistente e si deve tenere conto della resistenza a taglio del calcestruzzo e di quella delle armature.

$$V_{R,max} = 0.9bd\alpha_c f_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$V_{Rd,s} = 0.9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

con:  $\cot \theta = 1$ ;  $\alpha = 90^\circ$

La normativa impone che nelle zone critiche il passo  $s$  delle staffe non deve superare il più piccolo tra i seguenti valori:

- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini della verifica (11.2 cm);
- Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale (5.75 cm per travi a spessore e 14 cm per travi emergenti);
- 225 mm per classe di duttilità "B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

La prima condizione è in genere la più vincolante, mentre, quando si ha a che fare con travi a spessore, diventa vincolante la seconda condizione.

Tab.22. Dati della sezione trasversale della trave e dati dell'acciaio

Dati Sezione trasversale Trave		
b	30	cm
h	70	cm
c	4	cm
d	66	cm
Dati Acciaio B450C		
f <sub>yd</sub>	391.3	MPa
f <sub>cd</sub>	14.17	MPa

Tab.23. Armatura Trasversale disposta nelle trave 101

Armature Trasversali (Staffe)				
Campata	V	V	A <sub>sw</sub>	
Campata 1-2	149.7	143.3	6.4	[cm <sup>2</sup> /m]
Campata 2-3	170.7	179.5	7.7	[cm <sup>2</sup> /m]
Campata 3-4	153.1	153.1	6.6	[cm <sup>2</sup> /m]
Campata 4-5	172.7	165.5	7.4	[cm <sup>2</sup> /m]
Campata 5-6	199.7	206.1	8.9	[cm <sup>2</sup> /m]

Nella trave 101 sono stati disposte nella zona critica staffe  $\phi 8/10$  cm, nella parte centrale delle campate si sono disposti staffe  $\phi 8/15$  cm.

La zona critica si estende per una lunghezza paria a  $1.5h_{trave}$  dal filo pilastro per strutture CD"A", in questo caso per 105 cm.

*anzi indicato 110 cm, visto che le staffe hanno passo 10 cm*

## 10.2 Pilastri

Combinando i risultati degli schemi base si ottengono i valori complessivi delle caratteristiche della sollecitazione. Nel caso dei pilastri è importante valutare sempre sia l'effetto del sisma prevalente  $x$  che del sisma prevalente  $y$ , col verso positivo e negativo. Vi saranno così per ciascuna sezione quattro gruppi di valori  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$  per cui effettuare la verifica. Anche per i pilastri è più corretto utilizzare per la verifica i valori a filo trave e non quelli in asse al nodo.

Le caratteristiche della sollecitazione fornite dal calcolo devono essere utilizzate solo per la verifica ed il progetto dell'armatura longitudinale della sezione al piede dei pilastri del primo ordine e a quella in testa ai pilastri dell'ultimo ordine. Per tutte le altre sezioni è nettamente più condizionante la necessità di rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze, che richiede, con riferimento ad ogni nodo, che la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$  in accordo con la formula:

$$M_{c1,Rd} + M_{c2,Rd} \geq \gamma_{Rd} (M_{b1,Rd} + M_{b2,Rd})$$

In cui  $\gamma_{Rd}$  vale 1.2 per strutture di classe di duttilità "A".

La normativa non specifica in che modo il momento complessivo debba essere suddiviso tra i due pilastri convergenti al nodo. Nel caso in esame si è scelto di ripartire il momento in proporzione al rapporto tra i tagli globali di piano.

Per applicare il criterio di gerarchia delle resistenze occorrono i momenti resistenti alle estremità delle travi che convergono in ciascun nodo. Si può calcolare il massimo momento resistente che può essere trasmesso dalle travi a ciascun nodo, sommando in valore assoluto il momento positivo dell'una e quello negativo dell'altra. La somma così ottenuta deve essere moltiplicata per  $\gamma_{Rd}$  e ripartita tra il pilastro al di sopra e al di sotto del nodo.

### Armature a pressoflessione

I valori del momento da prendere in considerazione per il calcolo delle armature e per la verifica a presso-flessione deviata sono quelli forniti dalla gerarchia delle resistenze per quanto riguarda il "lato forte" e il maggiore tra il valore fornito dal calcolo ed il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze nell'altro piano.

Quindi le armature, per ciascun lato, verranno calcolate supponendo il pilastro soggetto a presso-flessione retta e si effettuerà successivamente la verifica a presso-flessione deviata.

Per una sezione rettangolare con armatura simmetrica soggetta a presso-flessione retta è possibile calcolare l'armatura necessaria per una coppia  $M-N$  assegnata, o il momento resistente corrispondente ad uno sforzo normale  $N$  assegnato, mediante una procedura approssimata proposta da A. Ghersi e M. Muratore, oppure mediante il software EC2.

Detta  $A_c$  l'area della sezione in calcestruzzo,  $h$  la sua altezza e  $c$  il copriferro di calcolo, si definiscono le quantità

$$N_{c,\max} = A_c f_{cd} \qquad M_{c,\max} = 0.12 A_c h f_{cd}$$

che rappresentano rispettivamente il massimo sforzo normale e il massimo momento flettente che può essere portato dalla sezione di calcestruzzo in assenza di armature. Per un assegnato valore dello sforzo normale  $N_{Ed}$  (positivo se di compressione) la sezione di calcestruzzo può portare un momento  $M_{c(N)}$

$$M_{c(N)} = M_{c,\max} \left[ 1 - \left( \frac{0.48 N_{c,\max} - N_{Ed}}{0.48 N_{c,\max}} \right)^2 \right]$$



L'armatura servirà per portare la differenza tra il momento sollecitante  $M_{Ed}$  e l'aliquota portata dal calcestruzzo. L'area necessaria sul singolo lato è:

$$A_s = \frac{M_{Ed} - M_{c(N)}}{(h - 2c)f_{yd}}$$

Il momento resistente  $M_{Rd}$  corrispondente all'armatura disposta può essere valutato invertendo le relazioni precedenti, ma si consiglia per una maggiore precisione di utilizzare la relazione seguente:

$$M_{Rd} = (M_{c,\max} + M_{s,\max}) \left[ 1 - \left| \frac{0.48N_{c,\max} - N_{Ed}}{0.48N_{c,\max} + N_{s,\max}} \right|^m \right]$$

$$N_{s,\max} = 2A_s f_{yd} ; \quad M_{s,\max} = A_s (h - 2c) f_{yd}$$

I quali rappresentano rispettivamente il massimo sforzo normale e il massimo momento flettente che può essere portato dalle armature.

L'esponente  $m$  è dato da:

$$m = 1 + \frac{1}{1 + 2 \frac{N_{s,\max}}{N_{c,\max}}}$$

La relazione proposta può essere utilizzata anche per tener conto delle armature "secondarie", cioè quelle disposte nei lati ortogonali a quelle in cui si dispone l'armatura principale. Questa armatura contribuisce pienamente allo sforzo assiale ma in misura minore alla flessione ed è quindi possibile modificare le relazioni precedenti in:

$$N_{s,\max} = 2(A_s + A_{s,\sec}) f_{yd} ; \quad M_{s,\max} = (A_s + 0.4A_{s,\sec})(h - 2c) f_{yd}$$

Bisogna ricordare che la normativa prescrive che l'area totale di armatura sia almeno pari all'1% dell'area della sezione di calcestruzzo e che la distanza tra le barre non superi 25 cm. È in genere conveniente individuare fin dall'inizio l'armatura minima da disporre in ciascun tipo di sezione e valutarne la capacità resistente per fasce di valori dello sforzo normale; ciò può consentire di capire subito, con un rapido sguardo alle caratteristiche di sollecitazione, in quali punti sia sufficiente l'armatura minima e quali richiedano invece un calcolo specifico e la disposizione di un numero maggiore di barre. (La procedura approssima per la presso-flessione retta è presa dal libro: A.Gherzi, P. Lenza (2009) "Edifici antisismici in cemento armato – progettati secondo le indicazioni delle nuove normative", Dario Flaccovio Editore, Palermo, PP. 217-218)

Una volta progettata l'armatura a presso-flessione retta occorre verificare la sezione a presso-flessione deviata per tutti i valori  $M_{x,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $N_{Ed}$ , dovuti al calcolo o alla gerarchia delle resistenze. Per ciascuna terna di valori occorre determinare i momenti resistenti  $M_{x,Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$ , corrispondenti allo sforzo normale  $N_{Ed}$ , e controllare che sia:

$$\left( \frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1.5} \leq 1$$

Di seguito vengono riportate le sezioni tipo dei pilastri e la tabella che indica la sezione da predisporre per ogni pilastro ad ogni piano.

Tab. 24. Sezione tipo dei Pilastri

Tipo di Sezione	Sezione Pilastro	Armatura Disposta
Sezione A	(30x70)	3 $\Phi$ 20 e 2 $\Phi$ 16
Sezione B	(30x70)	4 $\Phi$ 20 e 2 $\Phi$ 16
Sezione C	(30x70)	5 $\Phi$ 20 e 2 $\Phi$ 16
Sezione D	(30x70)	6 $\Phi$ 20 e 2 $\Phi$ 16

Tab.25. Armatura dei pilastri per ogni ordine

		ORDINE					
		VI	V	IV	III	II	I
Pilastri	Sezione	ARMATURA					
1	30x70	A	A	A	A	B	C
2	70x30	A	A	A	A	A	A
3	30x70	A	A	A	A	A	A
4	30x70	A	A	A	A	A	A
5	70x30	A	A	A	A	A	A
6	70x30	B	B	C	D	D	D
7	30x70	A	A	A	A	A	B
8	70x30	C	C	D	D	D	D
9	30x70	A	A	A	B	B	B
10	30x70	A	A	A	B	B	B
11	70x30	C	C	D	D	D	D
12	30x70	A	A	B	C	C	C
13	70x30	A	A	A	A	B	B
14	70x30	A	A	A	A	A	A
15	30x70	A	A	A	A	A	A
16	30x70	A	A	A	A	A	A
17	70x30	A	A	A	A	A	A
18	30x70	A	A	A	A	B	C

Vedo differenze  
tra i pilastri  
che non mi  
convincano.  
Esempio:  
pilastro 6 e 13  
dovrebbe essere  
uguale  
pilastro 5 per me  
ha momenti non  
inferiori a 11  
e sforzo normale  
simile, ma è  
molto meno  
armato

I calcoli inerenti ai 18 pilastri della struttura, si trovano nel foglio di calcolo Excel denominato "Pilastri\_edif\_GEG".

Sono state ottenute per le pilastrate appartenenti alle travi di spina delle armature a pressoflessione maggiori rispetto a quelle delle pilastrate appartenenti alle travi perimetrali.

Le pilastrate perimetrali pur essendo maggiormente soggetti alle azioni sismiche presentano l'armatura minima a tutti gli ordini ad eccezione delle 1°, 6°, 13° e 18° pilastrate. Tra queste pilastrate perimetrali la 6° risulta maggiormente armata, dato che la campata 5-6 risulta la più armata delle 5 campate della trave perimetrale, (conseguenza momento resistente maggiore).

Nelle pilastrate appartenenti alle travi di spina sono presenti dei momenti resistenti maggiori (dovuti alle armature a flessione delle travi) se confrontati con quelli presenti nelle pilastrate peri-

metrali, in alcuni casi si arriva ad una differenza circa del 60%, giustificando la necessità di un'armatura maggiore di quella che si possa prevedere.

Sono riportate qui di seguito per un confronto delle tabelle dove sono riportati i momenti resistenti nelle travi adiacenti alle relative pilastrate.

Nella tabella 26 sono riportati i momenti resistenti nelle travi adiacenti alla 4° pilastrata, appartenente ad una trave perimetrale e nella tabella 27 per la 10° pilastrata di una trave di spina.

Confrontando i momenti resistenti riportati nelle due tabelle, si nota che quelli lungo la direzione y della 10° pilastrata risultano maggiori dei momenti resistenti della 4° pilastrata di circa il 60%.

Tab.26.

Momenti Resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 4 (kNm)							
Piano		direzione x			direzione y		
		sin	des	ΣM	sin	des	ΣM
5	MRd (-)	-120.8	-120.8	247.9	0	-157.8	157.8
	MRd (+)	127.1	127.1		0	118.3	
4	MRd (-)	-120.8	-120.8	247.9	0	-180.3	180.3
	MRd (+)	127.1	127.1		0	157.8	
3	MRd (-)	-144.4	-144.4	295	0	-258.9	258.9
	MRd (+)	150.6	150.6		0	232.4	
2	MRd (-)	-144.4	-196.3	346.9	0	-285.4	285.4
	MRd (+)	150.6	150.0		0	258.9	
1	MRd (-)	-144.4	-196.3	346.9	0	-285.4	285.4
	MRd (+)	150.6	150.0		0	285.4	

Tab.27

Momenti Resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 10 (kNm)							
Piano		direzione x			direzione y		
		sin	des	ΣM	sin	des	ΣM
5	MRd (-)	-118.3	-118.3	236.6	-118.3	-118.3	236.6
	MRd (+)	118.3	118.3		118.3	118.3	
4	MRd (-)	-157.8	-157.8	276.1	-157.8	-157.8	315.6
	MRd (+)	118.3	118.3		157.8	118.3	
3	MRd (-)	-139.5	-185.9	325.4	-232.4	-232.4	444.8
	MRd (+)	139.5	139.5		212.4	212.4	
2	MRd (-)	-139.5	-185.9	325.4	-258.9	-258.9	491.8
	MRd (+)	139.5	139.5		232.9	232.9	
1	MRd (-)	-139.5	-185.9	325.4	-258.9	-258.9	491.8
	MRd (+)	139.5	139.5		232.9	212.4	

Le pilastrate appartenenti alla trave di spina che presentano un'armatura a pressoflessione più alta, presentando identiche armature ad ogni ordine, sono l'8° e l'11° pilastrata.

Confrontiamo l'11° con la 5° pilastrata, quest'ultima appartenente ad una trave perimetrale, possiamo notare una differenza tra i rispettivi momenti resistenti lungo la direzione y del 50%.

Tab.28.

Momenti Resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 5 (kNm)							
Piano		direzione x			direzione y		
		sin	des	$\Sigma M$	sin	des	$\Sigma M$
5	MRd (-)	-120.8	-120.8	247.9	0	-118.3	118.3
	MRd (+)	127.1	127.1		0	118.3	
4	MRd (-)	-164.8	-120.8	291.9	0	-118.3	118.3
	MRd (+)	126.4	127.1		0	118.3	
3	MRd (-)	-196.3	-194.3	398.2	0	-139.5	139.5
	MRd (+)	150.0	201.9		0	139.5	
2	MRd (-)	-196.3	-223.5	397.8	0	-139.5	139.5
	MRd (+)	150.0	201.5		0	139.5	
1	MRd (-)	-225.5	-274.3	455.5	0	-139.5	139.5
	MRd (+)	149.6	230.0		0	139.5	

Tab.29.

Momenti Resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 11 (kNm)							
Piano		direzione x			direzione y		
		sin	des	$\Sigma M$	sin	des	$\Sigma M$
5	MRd (-)	-118.3	-118.3	236.6	-118.3	-118.3	236.6
	MRd (+)	118.3	118.3		118.3	118.3	
4	MRd (-)	-157.8	-157.8	276.1	-118.3	-118.3	236.6
	MRd (+)	118.3	118.3		118.3	118.3	
3	MRd (-)	-185.9	-185.9	325.4	-139.5	-139.5	279
	MRd (+)	139.5	139.5		139.5	139.5	
2	MRd (-)	-232.4	-232.4	371.9	-139.5	-139.5	279
	MRd (+)	139.5	139.5		139.5	139.5	
1	MRd (-)	-212.4	-232.4	398.3	-139.5	-139.5	279
	MRd (+)	139.5	185.9		139.5	139.5	

## Armature a taglio

Come per le travi, anche per i pilastri il taglio in base a cui verificare la sezione e progettare le armature trasversali deve essere determinato, nello spirito della gerarchia delle resistenze, a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità del pilastro. Si utilizza pertanto l'espressione

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}^{sup} + M_{Rd}^{inf}}{l_p}$$

in cui  $l_p$  è la lunghezza (netta) del pilastro.

La verifica della sezione ed il progetto delle armature a taglio vengono fatti ancora con le relazioni

$$V_{R,max} = 0.9bd\alpha_c f_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$V_{Rd,s} = 0.9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

Anche in questo caso vi sono prescrizioni particolarmente vincolanti per la zona critica definita come la maggiore tra l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm. In tale zona il passo  $s$  delle staffe deve essere non superiore alla più piccola delle seguenti quantità:

- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali (11.2 cm);
- Un mezzo del lato minore della sezione (15 cm)
- 175 mm.

Il calcolo dell'armatura da taglio (staffe) necessaria per i pilastri è stato condotto per la 6°pilastrata, vedi Il foglio di calcolo "Armatura da Taglio Pil", di seguito è riportata la tabella con i risultati ottenuti.

Tab.30.Armatura Trasversale (staffe) della 6° Pilastrata

Armature Trasversali del Pilastro 6 (Staffe)			
Ordine	V	Asw	
I	211.8	9.1	[cm2/m]
II	243.7	10.5	[cm2/m]
III	230.8	9.9	[cm2/m]
IV	182.6	7.9	[cm2/m]
V	143.2	6.2	[cm2/m]
VI	129.0	5.6	[cm2/m]

Si è scelto di disporre le staffe con un passo di 7.5 [cm] sia in zona critica sia nella restante parte del pilastro, in modo da ottenere un buon confinamento.

Questa misura di passo è facilmente realizzabile mediante l'utilizzo di una dima pari a 15 cm, in modo da posizionare facilmente la terza staffa nella mezzzeria di essa.

### Confinamento dei nodi

La normativa impone di effettuare le verifiche solo per i nodi non confinati di strutture di classe di duttilità A. Rispettando la normativa è possibile ottenere dei valori di staffe nel nodo veramente alti difficilmente proponibili nella pratica.

La normativa impone comunque, indipendentemente dalla classe di duttilità, la disposizione nei nodi non confinati una quantità di staffe che rispetti la condizione:

$$\frac{n_{st} A_{st}}{ib_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

l'interasse  $i$  delle staffe nel nodo sia

$$i \leq \frac{n_{st} A_{st}}{0.05 b_j \frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$

I nodi da attenzionare sono quelli d'angolo, a titolo di esempio si è preso in considerazione la situazione del pilastro 13 per tutti gli ordini.

Tab.31. Sezione trasversale delle trave ai diversi impalcati

Sezione trasversale della Trave			Sezione trasversale della Trave		
Impalcato 1°,2°,3°			Impalcato 4°,5°,6°		
b	30	cm	b	30	cm
h	70	cm	h	60	cm
c	4	cm	c	4	cm
d	62	cm	d	52	cm

Tab.32. Sezione trasversale del pilastro

Sezione trasversale del pilastro		
b	30	cm
h	70	cm
c	4	cm
d	62	cm

Tab.33. Dati sul calcestruzzo e sull'acciaio

<b>Calcestruzzo C25/30</b>		
f <sub>ck</sub>	25	MPa
R <sub>ck</sub>	30	MPa
f <sub>cd</sub>	14.17	MPa
f <sub>ctd</sub>	1.20	MPa
f <sub>ctm</sub>	2.56	MPa
f <sub>ctk,0.05</sub>	1.80	MPa
<b>Coefficiente di sicurezza parziale</b>		
γ <sub>c</sub>	1.50	

<b>ACCIAIO B450C</b>		
f <sub>yd</sub>	391.3	MPa
f <sub>yk</sub>	450	MPa

### Verifica del nodo

$$V_{j,bd} = (\gamma_{Rd} \times A_s \times f_{yd}) \times 0.1 - V_C = [\text{kN}]$$

Il taglio limite per la resistenza a compressione è:

$$V_{\text{lim,comp}} = \eta \times f_c \times b \times d \times \sqrt{1 - \frac{\nu}{\eta}} = [\text{kN}]$$

essendo:

$$\eta = \alpha_j \times \left(1 - \frac{f_{cd}}{250}\right); \quad \nu = \frac{N}{b \times h \times f_{cd}};$$

$\alpha_j = 0.60 \Rightarrow$  per un nodo interno;

$\alpha_j = 0.48 \Rightarrow$  per un nodo esterno;

b= base del pilastro;

d= altezza utile del pilastro;

la verifica del nodo a compressione, in assenza di specifiche armature, è data da:

$$V_{j,bd} \leq V_{\text{lim,comp}}$$

$$V_{j,bd} \leq \eta \times f_c \times b \times d \times \sqrt{1 - \frac{\nu}{\eta}}$$

Trazione in assenza di specifiche armature

$$V_{lim, trazione} = f_{ctd} \times b \times d \times \sqrt{1 + \frac{N}{f_{ctd} \times b \times d}} = [\text{kN}]$$

Essendo  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = [\text{MPa}]$ ,  $b$ = base del pilastro [m],  $d$ = altezza utile del pilastro [m].

la verifica del nodo a trazione, in assenza di specifiche armature, è data da:

$$V_{j, bd} \leq V_{lim, trazione}$$

$$V_{j, bd} \leq f_{ctd} \times b \times d \times \sqrt{1 + \frac{N}{f_{ctd} \times b \times d}}$$

Nel caso in cui il valore del taglio non dovesse soddisfare la verifica a trazione, in assenza di specifiche armature, è necessario disporre staffe di contenimento. L'area totale delle staffe di contenimento dovrà essere pari almeno a:

$$A_{sh} \geq \left[ \frac{\left( \frac{V_{j, bd}}{b_{PIL} \times d_{PIL}} \right)^2}{f_{ctd} + \nu_d \times f_{cd}} - f_{ctd} \right] \times \frac{b_{tra} \times d_{tra}}{f_{yd}} = [\text{cm}^2]$$

Essendo  $\tau = \frac{V_{jbd}}{b_{PIL} \times d_{PIL}} = [\text{MPa}]$

La condizione più gravosa è per sisma agente con verso positivo poiché riduce lo sforzo normale.

La scelta di utilizzare  $4\Phi 16$  come ferri di parete, con un'  $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ , risulta sufficiente per la verifica del nodo. Si dispongono per l'armatura da taglio delle staffe  $\Phi 8$ , con un passo pari a 16 cm per facilitarne il loro posizionamento.

Nel foglio Excel "Confinamento dei nodi PIL13", sono stati eseguiti tutti i calcoli per il confinamento dei nodi trave-pilastro del pilastro 13 per tutti gli impalcati.