

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA  
CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE  
STRUTTURALE E GEOTECNICA

---

PROGETTO DI ELEMENTI IN CA PER EDIFICI IN ZONA  
SISMICA

Relazione di calcolo secondo le indicazioni delle  
Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008)

Docente: Prof. Ing. Aurelio Ghersi

Allievo:

Veronica Zakher, matricola: 049000168

*Commento generale*

*Qualche residuo della mia relazione, che non ha senso per te.*

*Disordine tra pilastri "che contano" e "equivalenti"*

*Discordanza rilevante tra previsioni e risultati del calcolo, non giustificata. Grafici spostamenti per ecc.ecc. e  $x+y$  con errori*

## Relazione generale e validazione del progetto

### Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito viale Europa,15 Norcia (PG). Il suolo è di tipo B.

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.

$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$
30	0.078	2.390	0.270
50	0.103	2.316	0.280
475	0.256	2.374	0.340
975	0.329	2.405	0.353

Tab. 1. Parametri che individuano la sismicità della zona

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.

Stato limite	$S^*ag$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	0.1236	0.132	0.397	2.012
SLV	0.296	0.155	0.464	2.624

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

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 0.703 g per SLV e 0.286 g per SLD.

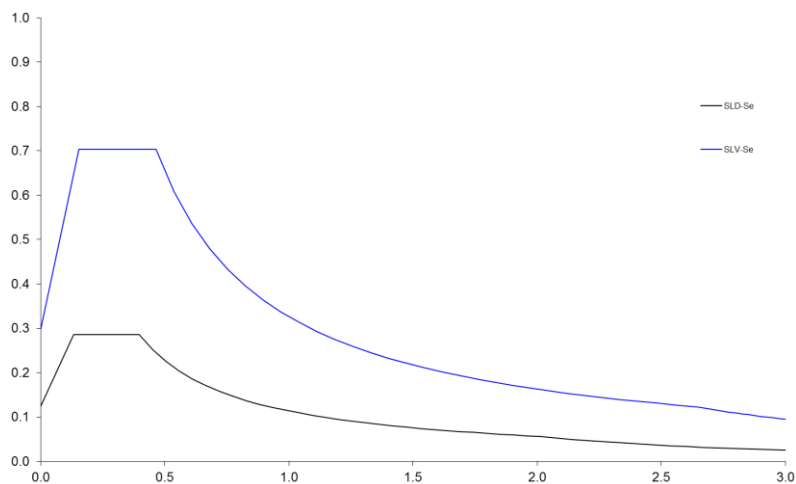


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo B

## Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano terra, 3 piani in elevazione e una mansarda abitabile e quindi da un totale di cinque impalcati. La pianta ha una forma a L, con due appartamenti ed un vano scala centrale. La copertura è costituita da un tetto a falde. Nelle figure che seguono sono riportate le piante e la sezione dell'edificio.

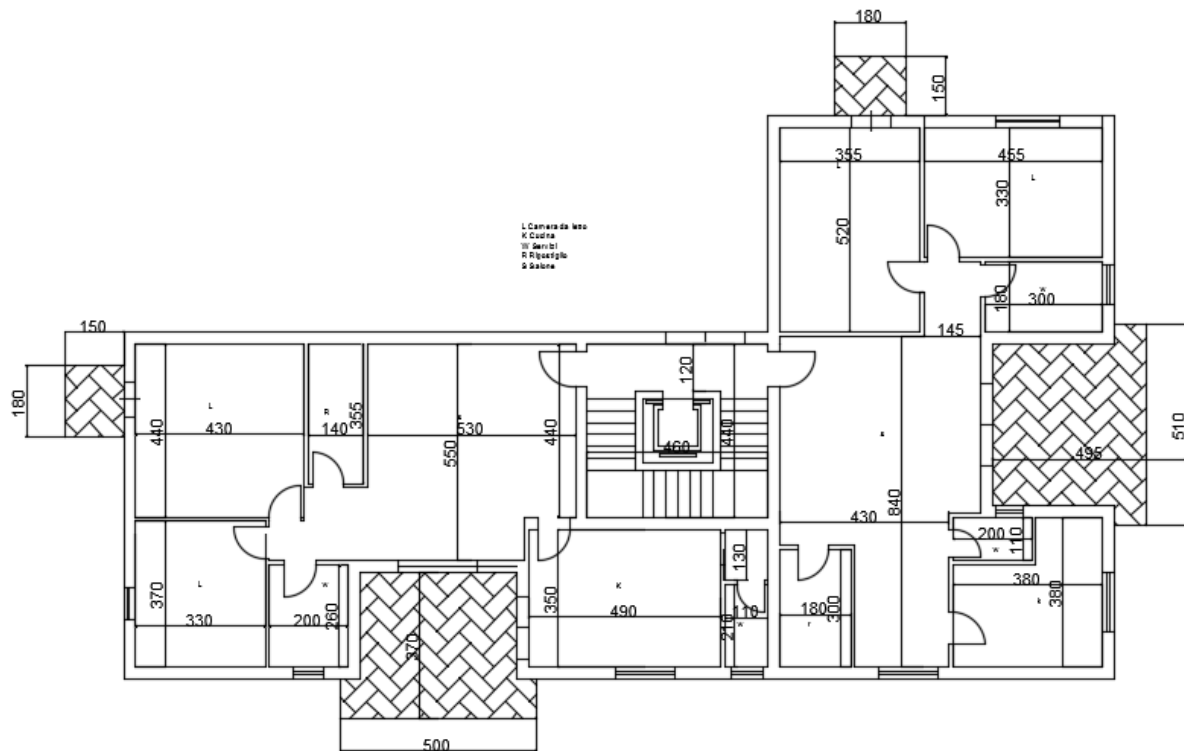


Fig. 2. Pianta piano tipo

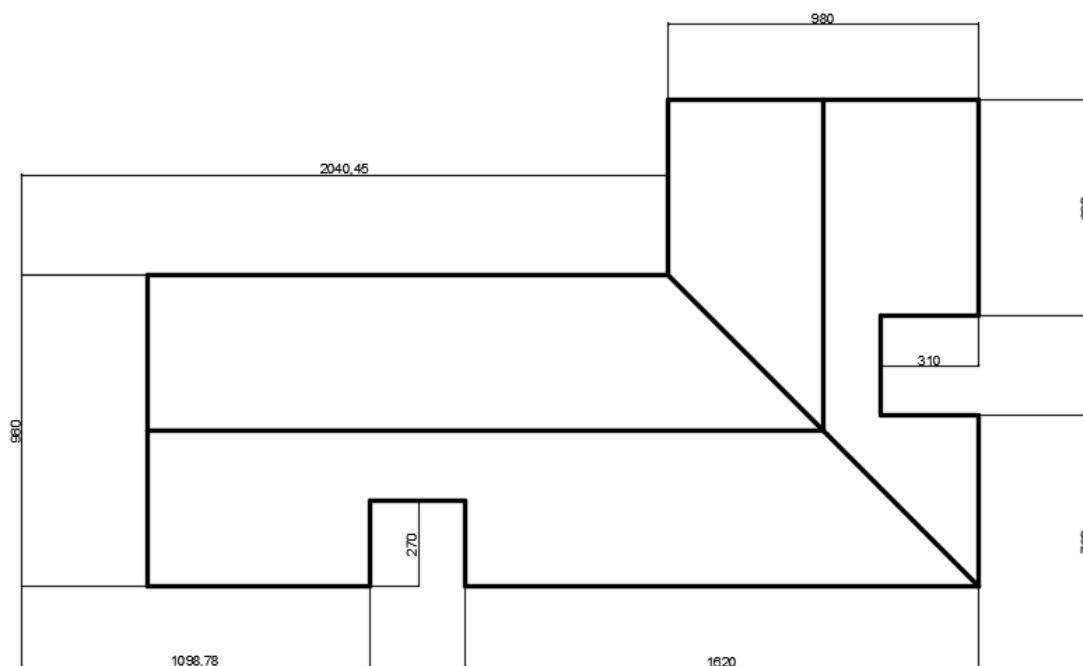


Fig.3. Pianta copertura

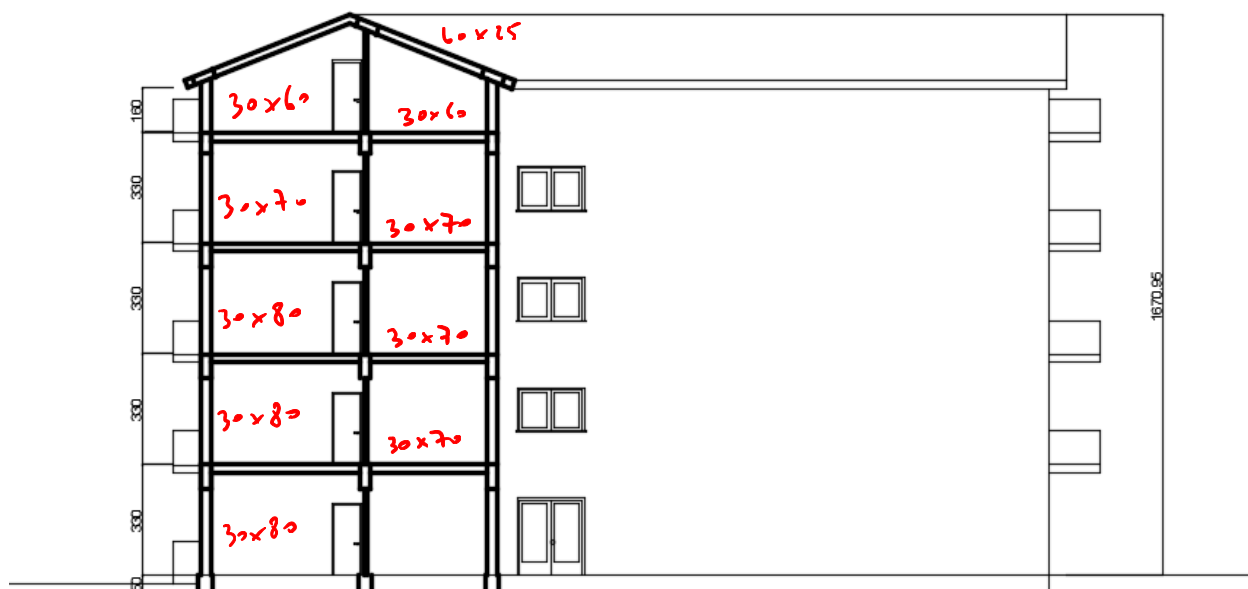


Fig. 4. Sezione

ma quale piano interrato? Non ce l'hai

### 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, nemmeno nel piano interrato. In esso infatti i muri di sostegno del terreno sono collegati alla fondazione ma indipendenti dalla struttura intelaiata. Anche il vano ascensore è racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato.

Nella figura che segue è riportata la carpenteria del piano tipo. La carpenteria di copertura è tutta con travi a spessore, pilastri 30x60 e l'aggiunta di un cornicione.

Scala 1:50

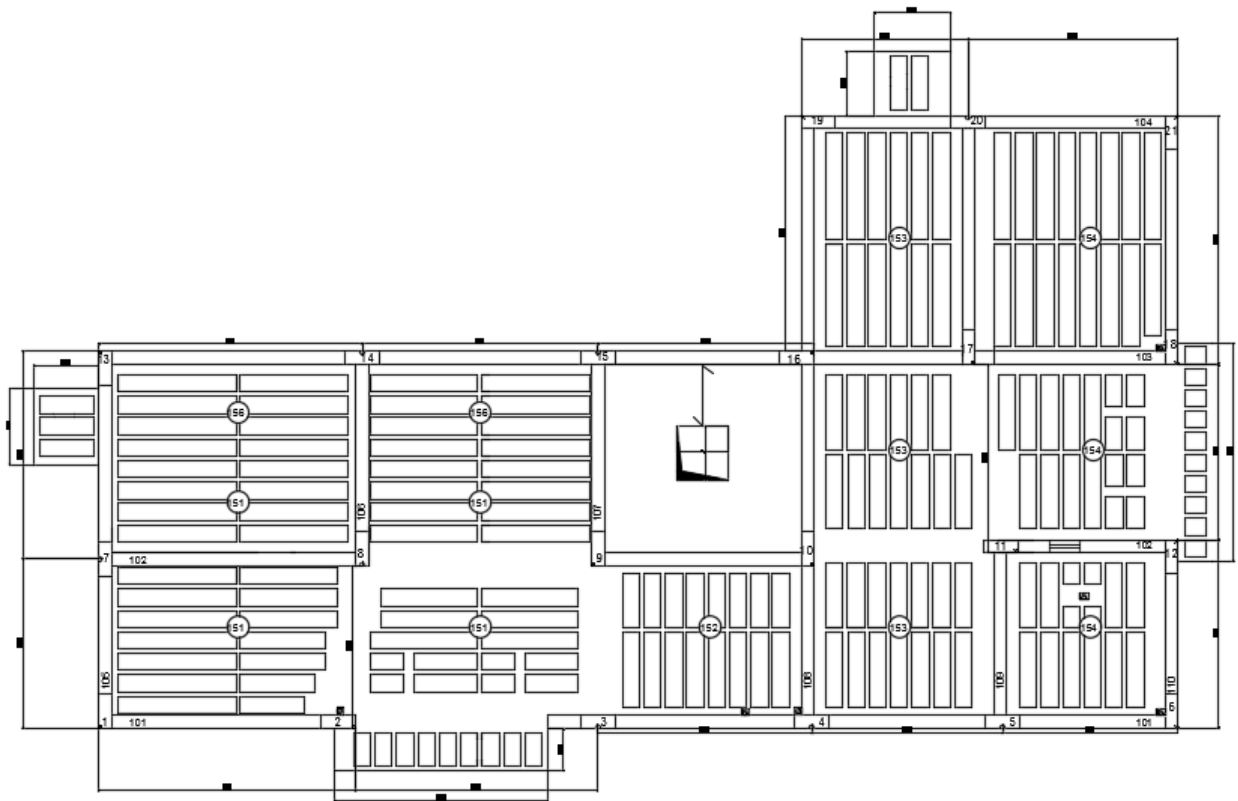


Fig. 5. Carpenteria piano tipo

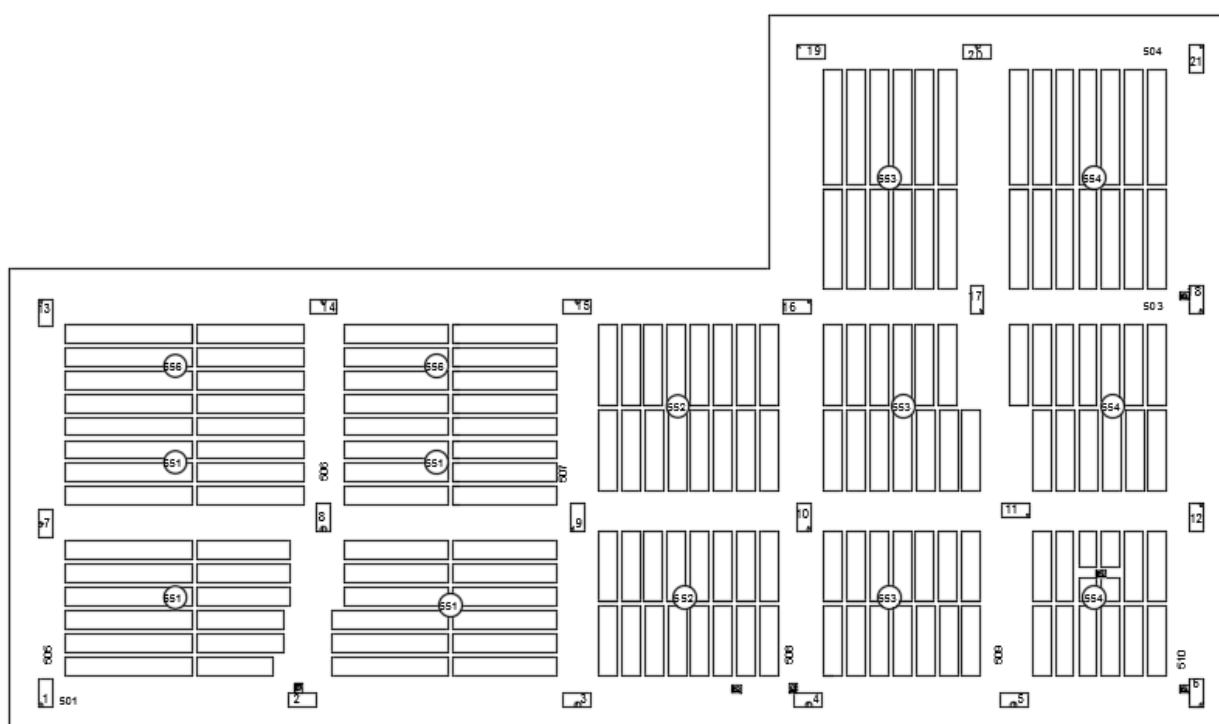


Fig. 6. Carpenteria copertura

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri hanno sezione  $30 \times 80$  ai primi tre ordini,  $30 \times 70$  al quarto ordine e  $30 \times 60$  al quinto ordine. Le travi emergenti hanno in genere sezione  $30 \times 70$  ai primi tre impalcati e  $30 \times 60$  al quarto impalcato. Ad eccezione delle travi che collegano i pilastri 2-3, 8-9, 10-11, 2-8, 3-9, 11-17 e 12-18 che essendo a spessore hanno sezione  $60 \times 25$ . Il quinto impalcato è costituito solo da travi a spessore aventi sezione  $60 \times 25$ .

piano	pilastri	travi
5	$30 \times 60$	$60 \times 25$
4	$30 \times 70$	$30 \times 60$
3	$30 \times 80$	$30 \times 70$
2	$30 \times 80$	$30 \times 70$
1	$30 \times 80$	$30 \times 70$

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

### Esame visivo della struttura

La forma a L della pianta non presenta assi di simmetria e richiede quindi una maggiore attenzione alla distribuzione planimetrica degli elementi strutturali. Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.

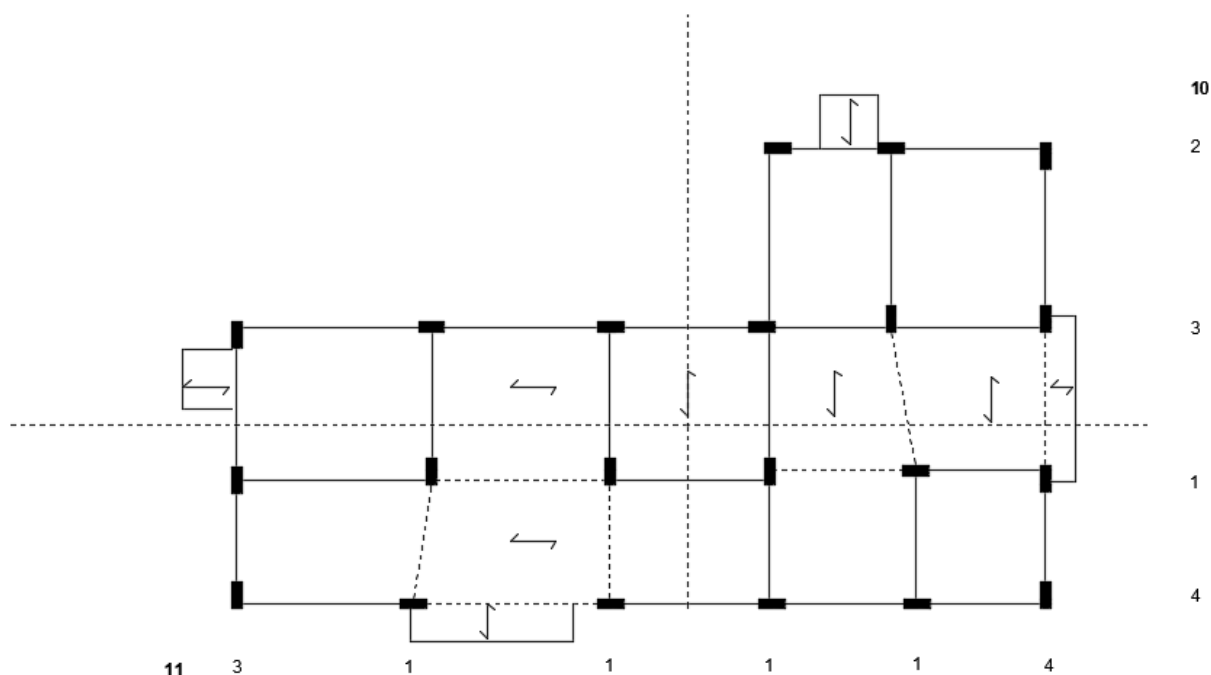


Fig. 7. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

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. La rigidità dei pilastri dipende principalmente dalla loro sezione e quindi dal fatto di essere disposti di coltello oppure di piatto rispetto alla direzione del sisma. Le travi influiscono però in maniera molto rilevante sulla rigidità dei pilastri. Per avere una sufficiente rigidità il pilastro deve essere vincolato almeno da una trave emergente (di sezione comparabile con quella del pilastro). In prima approssimazione si possono quindi prendere in considerazione tutti (e solo) i pilastri di coltello con almeno una trave emergente. In alcuni casi potrà però essere più utile differenziare i pilastri, per tener conto del fatto che un pilastro con due travi emergenti è più rigido di un pilastro con una sola trave emergente. Queste considerazioni hanno portato a scegliere la disposizione dei pilastri in carpenteria come riportato sopra, in quanto attribuendo approssimativamente un valore pari a 1 per pilastri di coltello con almeno 1 trave emergente e 0 negli altri casi, si è visto che la rigidità era abbastanza bilanciata.

Si nota inoltre che la distribuzione dei pilastri è abbastanza uniforme, senza travi particolarmente corte e rigide che potrebbero portare a concentrazioni di tensioni, ad eccezione della prima campata della trave 104.

Dei 21 pilastri, 10 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con  $x$ ) e 11 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.

La distribuzione dei pilastri appare sicuramente bilanciata rispetto alla direzione  $x$ , perché 5 pilastri sono al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e 5 al di sotto ed il loro baricentro è, a occhio, non distante dall'asse baricentrico. Idem per la distribuzione rispetto alla direzione  $y$ , perché 5 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 6 a destra. Occorre però controllare se il loro baricentro sia in prossimità del baricentro delle masse oppure ricade a sinistra di esso, cioè se la parte destra risulta meno rigida della sinistra. Questo aspetto è stato successivamente valutato con attenzione nell'esaminare i risultati del calcolo.

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, si hanno cambi di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità.

L'impalcato, nonostante la forma a L, si presenta adeguatamente compatto. Il foro dell'ascensore ha dimensioni modeste e non crea alcun problema all'impalcato.

*è tra le zone di scala*

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 media (CD "B"). 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  $3 \times 1.3 = 3.9$ . Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue.

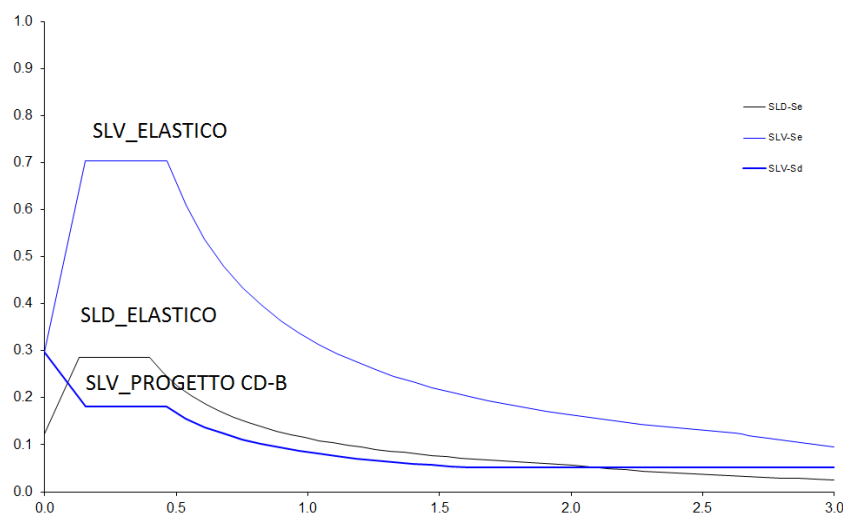


Fig. 8. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo B e  $q=3.9$

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. Inizialmente si è ritenuto



corretto utilizzare il valore di 10 kN/m<sup>2</sup> per tutti gli impalcati, tranne che per copertura per il quale si è utilizzato il valore 9 kN/m<sup>2</sup>.

Impalcato	Altezza	Area	Peso unitario	Peso Impalcato	Massa
Mansarda	2.60	292.95	9	2636.55	268.76
4	3.30	284.64	10	2846.40	290.15
3	3.30	284.64	10	2846.40	290.15
2	3.30	284.64	10	2846.40	290.15
1	3.80	284.64	10	2846.40	290.15
TOTALE		1431.51		14022.15	1429.37

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

Successivamente a seguito di un'analisi più accurata si è utilizzato un valore di 7 kN/m<sup>2</sup> per la mansarda un valore pari a 10.6 kN/m<sup>2</sup> per il quarto impalcato e un valore pari a 11 kN/m<sup>2</sup> per i restanti ( la differenza tra quarto e primi tre impalcati è dovuto sostanzialmente alla riduzione delle sezioni di travi e pilastri).

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 16.30^{3/4} = 0.61 \text{ s} \quad 0.464$$

Tale valore è minore di  $T_C$  (che vale 0.646 s per SLV) e si è quindi nel tratto dello spettro elastico che cresce all'aumentare di  $T$ . Quindi l'ordinata spettrale per SLV è, per lo spettro di risposta elastica

$$S_e = 0.703 \times 0.464 / 0.608 = 0.537 \text{ g}$$

e per quello di progetto

$$S_d = 0.537 / 3.9 = 0.138 \text{ g}$$

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.

Impalcato	Quota z	Peso Impalcato (W)	w*z	Forza al piano	Taglio
Mansarda	16.00	2636.55	42184.8	487.54	487.54
4	13.70	2846.40	38995.7	450.69	938.23
3	10.40	2846.40	29602.6	342.13	1280.35
2	7.10	2846.40	20209.4	233.57	1513.92
1	3.80	2846.40	10816.3	125.01	1638.93
TOTALE		14022.15	141808.8	1638.93	

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

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 rigidità della struttura intelaiata ai diversi piani e gli spostamenti conseguenti all'azione sismica. La rigidità è stata stimata con l'espressione

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

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. Il dettaglio dei calcoli è riportato nella relazione di calcolo. Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente per la direzione  $x$  e quella  $y$ .

ORDINE	Kx	Ky
mansarda	917.86	677.8
4	393.0	341.3
3	507.4	435.8
2	507.4	435.8
1	553.0	536.1

*questi valori sono molto alti, non tanto verosimili*

Tab. 6. Riepilogo rigidezze 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 che seguono.

DIREZIONE X								
IMPALCATO	MASSA m (KN s <sup>2</sup> /m)	FORZA F(KN)	TAGLIO V(KN)	SPOSTAMENTO_RELATIVO Ur (mm)	SPOSTAMENTO ASSOLUTO u(mm)	F x u (KN mm)	m x u <sup>2</sup> (KN mm s <sup>2</sup> )	
mansarda	268.76	487.54	487.54	0.53	10.95	5337.7	32.2	
4	290.15	450.69	938.23	2.39	10.42	4694.8	31.5	
3	290.15	342.13	1280.35	2.52	8.03	2747.2	18.7	
2	290.15	233.57	1513.92	2.98	5.51	1286.2	8.8	
1	290.15	125.01	1638.93	2.96	2.96	370.5	2.5	
TOT						14436.4	93.8	
PERIODO (s)	0.51							

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

DIREZIONE Y								
IMPALCATO	MASSA m (KN s <sup>2</sup> /m)	FORZA F(KN)	TAGLIO V(KN)	SPOSTAMENTO_RELATIVO Ur (mm)	SPOSTAMENTO ASSOLUTO u(mm)	F x u (KN mm)	m x u <sup>2</sup> (KN mm s <sup>2</sup> )	
mansarda	268.76	487.54	487.54	0.72	12.94	6307.7	45.0	
4	290.15	450.69	938.23	2.75	12.22	5506.7	43.3	
3	290.15	342.13	1280.35	2.94	9.47	3239.6	26.0	
2	290.15	233.57	1513.92	3.47	6.53	1525.5	12.4	
1	290.15	125.01	1638.93	3.06	3.06	382.2	2.7	
TOT						16961.6	129.4	
PERIODO (s)	0.55							

Tab. 7.1 Spostamenti di piano – direzione  $y$

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh (ved. Tab 7 e 7.1). Il periodo trovato per la direzione  $x$ , si riduce essendo 0.51 s anziché 0.61 s ottenuto con la formula di normativa. Nella direzione  $y$ , il periodo si riduce passando da 0.61 s a 0.55s valori successivamente confermati dal programma di calcolo “Tel”. Conseguentemente aumenteranno le azioni sulla struttura per questo motivo si è deciso di differenziare l’analisi per le due direzioni e ripetere il calcolo utilizzando nuovi valori del periodo. Contemporaneamente si è fatta un’analisi più accurata delle masse di piano e avendo aumentato i valori da 10 a 11 si è deciso di utilizzare un periodo  $T=0.54$  lungo  $x$  e  $T=0.58$  lungo  $y$ . Ottenendo Quindi l’ordinata spettrale per SLV è, per lo spettro di risposta elastica  
lungo  $x$

$$S_e = 0.703 \times 0.464 / 0.54 = 0.604 \text{ g}$$

Lungo y

$$S_e = 0.703 \times 0.464 / 0.58 = 0.562 \text{ g}$$

e per quello di progetto

lungo x

$$S_d = 0.604 / 3.9 = 0.155 \text{ g}$$

lungo y

$$S_d = 0.562 / 3.9 = 0.144 \text{ g}$$

Ottenendo nuovi valori riportati nelle Tab seguenti

Impalcato	Altezza	Area	Peso unitario	Peso Impalcato	Massa
Mansarda	2.60	292.95	7	2008.65	204.76
4	3.30	284.64	10.5	2999.03	305.71
3	3.30	284.64	11	3192.93	325.48
2	3.30	284.64	11	3192.93	325.48
1	3.80	284.64	11	3192.93	325.48
<b>TOTALE</b>		1431.51		14586.47	1486.90

Tab 8 Valore stimato del peso delle masse di piano

Impalcato	Quota z	Peso Impalcato (W)	w*z	Forza al piano	Taglio
Mansarda	16.00	2008.65	32138.5	437.11	437.11
4	13.70	2999.03	41086.7	558.81	995.92
3	10.40	3192.93	33206.5	451.63	1447.55
2	7.10	3192.93	22669.8	308.33	1755.88
1	3.80	3192.93	12133.1	165.02	1920.90
<b>TOTALE</b>		14586.47	141234.5	1920.90	

Tab. 9. Forze di piano valutate per analisi statica lungo x

Impalcato	Quota z	Peso Impalcato (W)	w*z	Forza al piano	Taglio
Mansarda	16.00	2008.65	32138.5	406.96	406.96
4	13.70	2999.03	41086.7	520.27	927.23
3	10.40	3192.93	33206.5	420.49	1347.72
2	7.10	3192.93	22669.8	287.06	1634.78
1	3.80	3192.93	12133.1	153.64	1788.42
<b>TOTALE</b>		14586.47	141234.5	1788.42	

Tab. 9.1 Forze di piano valutate per analisi statica lungo y

ORDINE	Kx	Ky
mansarda	611.89	602.6
4	393.0	341.3
3	507.4	435.8
2	507.4	435.8
1	553.0	536.1

Tab. 10 Riepilogo rigidezze di piano.

DIREZIONE X							
IMPALCATO	MASSA m (KN s <sup>2</sup> /m)	FORZA F(KN)	TAGLIO V(KN)	SPOSTAMENTO_RELATIVO Ur (mm)	SPOSTAMENTO ASSOLUTO u(mm)	F x u (KN mm)	m x u <sup>2</sup> (KN mm S <sup>2</sup> )
mansarda	204.76	437.11	437.11	0.71	12.41	5426.2	31.6
4	305.71	558.81	995.92	2.53	11.70	6537.9	41.8
3	325.48	451.63	1447.55	2.85	9.17	4139.5	27.3
2	325.48	308.33	1755.88	3.46	6.31	1946.4	13.0
1	325.48	165.02	1920.90	3.47	3.47	573.2	3.9
TOT						18623.2	117.6
PERIODO (s)	0.50						

Tab. 11. Spostamenti di piano – direzione x

IMPALCATO	MASSA m (KN s <sup>2</sup> /m)	FORZA F(KN)	TAGLIO V(KN)	SPOSTAMENTO_RELATIVO Ur (mm)	SPOSTAMENTO ASSOLUTO u(mm)	F x u (KN mm)	m x u <sup>2</sup> (KN mm S <sup>2</sup> )
mansarda	204.76	406.96	406.96	0.68	13.57	5523.4	37.7
4	305.71	520.27	927.23	2.72	12.90	6709.9	50.8
3	325.48	420.49	1347.72	3.09	10.18	4280.5	33.7
2	325.48	287.06	1634.78	3.75	7.09	2034.5	16.3
1	325.48	153.64	1788.42	3.34	3.34	512.6	3.6
TOT						19060.8	142.3
PERIODO (s)	0.54						

Tab. 11.1. Spostamenti di piano – direzione y

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, 10 pilastri 30×80 (primi tre impalcato), 30×70 (quarto impalcato) 30×60 (quinto impalcato) e 14 travi 30×70 (o 30×60 al 4° impalcato) (non considerando le travi a spessore);
  - in direzione y, 11 pilastri 30×80 (primi tre impalcato), 30×70 (quarto impalcato) 30×60 (quinto impalcato), nonché 11 travi 30×70 (30×60 al 4° impalcato) (non considerando le travi a spessore);
- La ripartizione è stata fatta, a vantaggio di sicurezza, ad eccezione dell'impalcato tipo in direzione y, come mostra la tabella 9. Ciascun pilastro assorbe quindi 1/10 del taglio di piano ad eccezione della mansarda

*qui parli di 1/10*

ORDINE	X-pilastri equivalenti	Y-pilastri equivalenti
mansarda	14.56	14.34
4	11.90	10.33
3.2	11.44	9.83
1	11.316	10.97

*qui ora citi "pilastri equivalenti" ma senza alcuna spiegazione e la Tab. 13 usa questi:*

Tab.12. Pilastri equivalenti

- 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 forfaitariamente 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 rife-

rimento 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.

IMPALCATI	V_globale	V_pilastro_1	V_pilastro_0,7	Braccio	Momento pilastro_1	Momento pilastro_0,7
mansarda	437.11	30.02	21.01	1.04	31.22	21.85
4	995.92	83.70	58.59	1.65	138.10	96.67
3	1447.55	126.52	88.57	1.65	208.77	146.14
2	1755.88	153.47	107.43	1.65	253.23	177.26
1	1920.90	169.75	118.83	1.52	258.03	180.62
piede				2.28	387.04	270.93

IMPALCATI	V_trave_1	V_trave_0,7	Momento Trave_1	Momento Trave_0,7
mansarda	8.00	5.60	15.61	10.93
4	43.42	30.39	84.66	59.26
3	88.94	62.26	173.43	121.40
2	118.46	82.92	231.00	161.70
1	131.09	91.76	255.63	178.94

Tab. 13. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi (studio direzione lungo x)

IMPALCATI	V_globale	V_pilastro_1	V_pilastro_0,7	Braccio	Momento pilastro_1	Momento pilastro_0,7
mansarda	406.96	27.95	19.56	1.04	29.07	20.35
4	927.23	77.93	54.55	1.65	128.58	90.00
3	1347.72	117.80	82.46	1.65	194.37	136.06
2	1634.78	142.89	100.02	1.65	235.77	165.04
1	1788.42	158.05	110.63	1.52	240.23	168.16
piede				2.28	360.35	252.24

IMPALCATI	V_trave_1	V_trave_0,7	Momento Trave_1	Momento Trave_0,7
mansarda	7.45	5.22	14.53	10.17
4	40.42	28.30	78.82	55.18
3	82.81	57.96	161.47	113.03
2	110.29	77.20	215.07	150.55
1	122.05	85.44	238.00	166.60

Tab. 13.1 Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi (studio direzione lungo y)

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.

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a circa 76 kN/m in assenza di sisma e 48 kN/m in presenza di sisma. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 127 kNm e 79 kNm, con riferimento ad una campata lunga 4.90 m. Per la trave a spessore più caricata, lunga 4 m, si ha invece un carico

*Mancano considerazioni per  $M_F + M_q$  che spieghino perché  
hai usato le sezioni di Trave indicate*

massimo di 71 kN/m in assenza di sisma e 43 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 106 kNm e 64 kNm.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 14 kN a 889 kN per i carichi in condizioni sismiche. Considerando per il pilastro 30×80 un momento massimo pari a  $1.3 \times 310 \cong 403$  kNm, la figura che segue mostra che sono necessari 5Ø20 o anche un'armatura leggermente minore. La variazione di sforzo normale dovuta al sisma, se non particolarmente elevata, non cambia il giudizio sui pilastri. *Calcola  $\Delta N$*

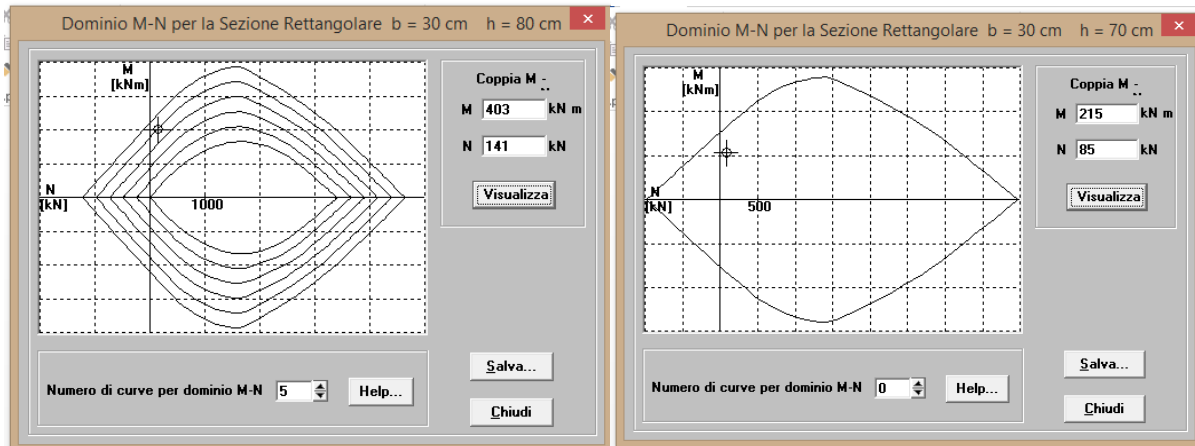


Fig. 9. Domini di resistenza dei pilastri

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

Nel foglio di calcolo 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”).

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

Piano	$x_G$ [m]	$x_G$ [m]	$\rho_m$ [m]
5	14.47	6.24	8.67
4	14.03	5.68	8.41
3	14.03	5.68	8.41
2	14.03	5.68	8.41
1	14.03	5.68	8.41

Tab. 14. Masse di piano

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  $b=25.20$  m e  $h=14.30$  m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe  $\rho_m = 8.36$  m. Questo valore è un po' più basso di quello sopra indicato, ma

la differenza si giustifica per il fatto che la pianta ha forma ad L e non rettangolare. Anche 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 25.20 m in direzione  $x$  e 14.30 m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali sono 0.72 m e 1.26 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/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.

### **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  $q=3.39$ , già riportato in precedenza.

Sono stati risolti otto schemi base.

1. Analisi statica per sisma agente in direzione  $x$ , con centro di massa nella sua posizione nominale.
2. Analisi statica per sisma agente in direzione  $y$ , con centro di massa nella sua posizione nominale.
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.
7. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione non sismica ( $g_d+q_d$ ), applicati a tutte le campate.
8. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione sismica ( $g_k+\psi_2 q_k$ ), applicati a tutte le campate.

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 (0.50 s per direzione  $x$ , 0.54 s per direzione  $y$ ).

## Esame dei risultati del calcolo

I ultimi 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 1 (1...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 variano da un minimo di 22 a un massimo di 90 kNm, con un valore massimo di 90.4 kNm, in linea con le previsioni. Nella ottava condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a un minimo di 15 kNm, e un massimo di 61 kNm.

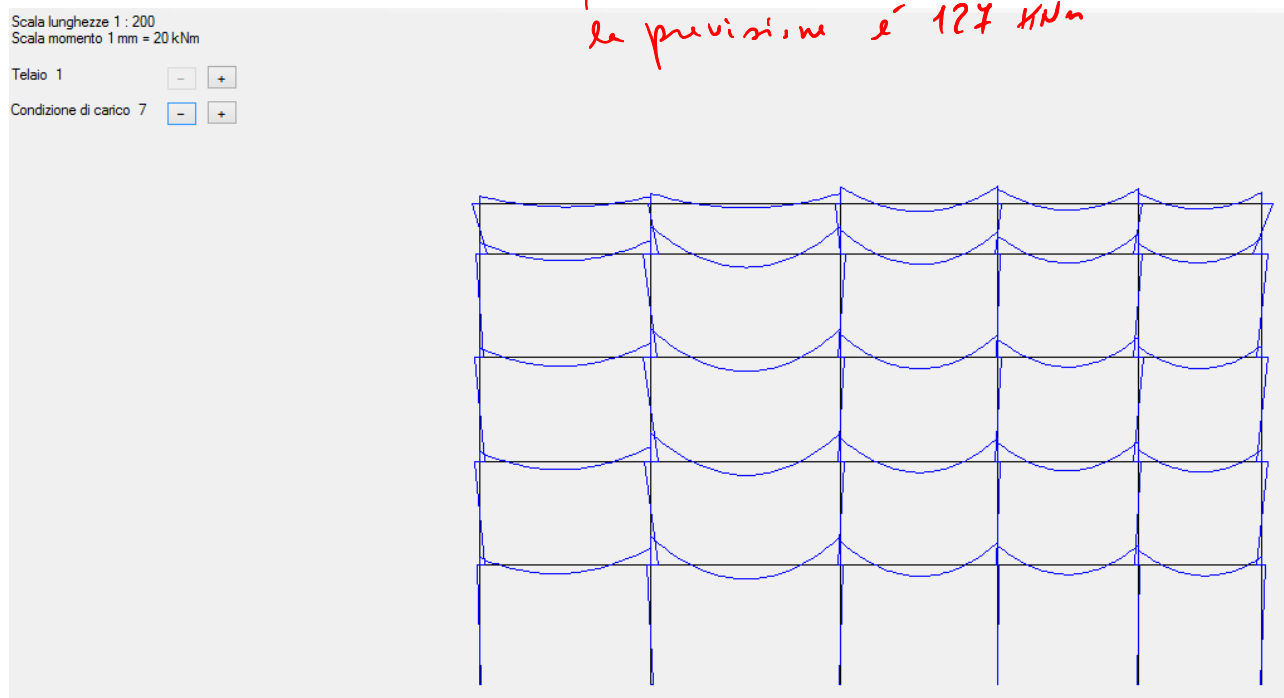


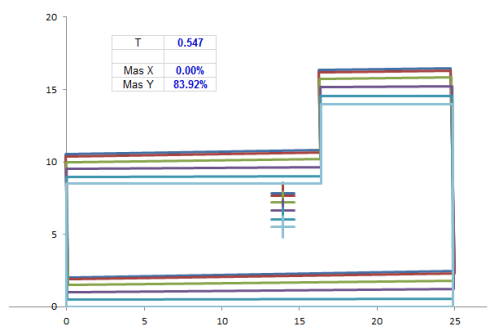
Fig. 10. Diagramma del momento flettente – telaio 1 (1...6), carichi verticali massimi

Nota: lo standard progettuale prevede oggi l'uso dell'analisi modale. La relazione riporta quindi il commento ai risultati della sola analisi modale. In fase di studio è però utile effettuare preliminarmente una analisi statica, con le forze inizialmente calcolate. L'esame dei risultati di tale analisi ed il confronto con le previsioni aiuta ad affinare la capacità predittiva di spostamenti e caratteristiche delle sollecitazioni. Effettuare un'analisi statica può essere utile anche quando non si riesce a comprendere bene i risultati dell'analisi modale.

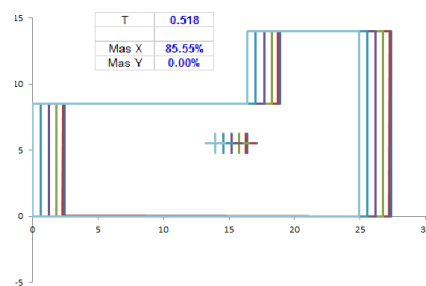
Per quanto riguarda i risultati dell'analisi modale, occorre prima di tutto esaminare le deformate modali (indipendenti dalla direzione del sisma), soprattutto per vedere se mostrano accoppiamento tra traslazione e rotazione. I valori dei periodi evidenziano la rigidezza della struttura nelle due direzioni e la rigidezza rotazionale e vanno confrontati con quelli previsti.

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.

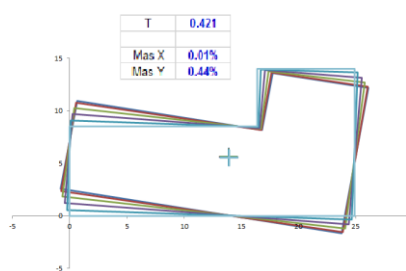




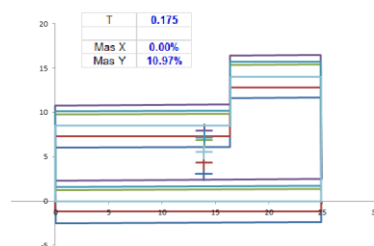
modo 1  
 $T = 0.547$  s



modo 2  
 $T = 0.518$  s



modo 3  
 $T = 0.421$  s



modo 4  
 $T = 0.175$  s

Fig. 11. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione  $y$ , con trascurabili rotazioni. Il secondo modo mostra traslazioni in direzione  $x$ , accoppiate con assenza di rotazioni. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione, il suo periodo (0.421 s) è nettamente inferiore rispetto ai primi due, 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 10 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione  $x$ , il secondo per la  $y$ ) con massa partecipante superiore all'80% ed un successivo modo (il quarto per la direzione  $x$ , il quinto per la  $y$ ) che contribuisce con un ulteriore 9%. Anche questi valori, analoghi a quelli prevedibili per uno schema piano molto regolare, confermano il sostanziale disaccoppiamento delle deformate modali e quindi la buona qualità della progettazione.

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0.547	0.00%	83.92%
2	0.518	85.55%	0.00%
3	0.421	0.01%	0.44%
4	0.175	0.00%	10.97%
5	0.169	10.30%	0.00%
6	0.135	0.00%	0.00%
7	0.091	0.00%	3.52%
8	0.089	3.24%	0.00%
9	0.069	0.00%	0.01%
10	0.060	0.00%	0.85%

Tab. 15. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$

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

le, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (12.41 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

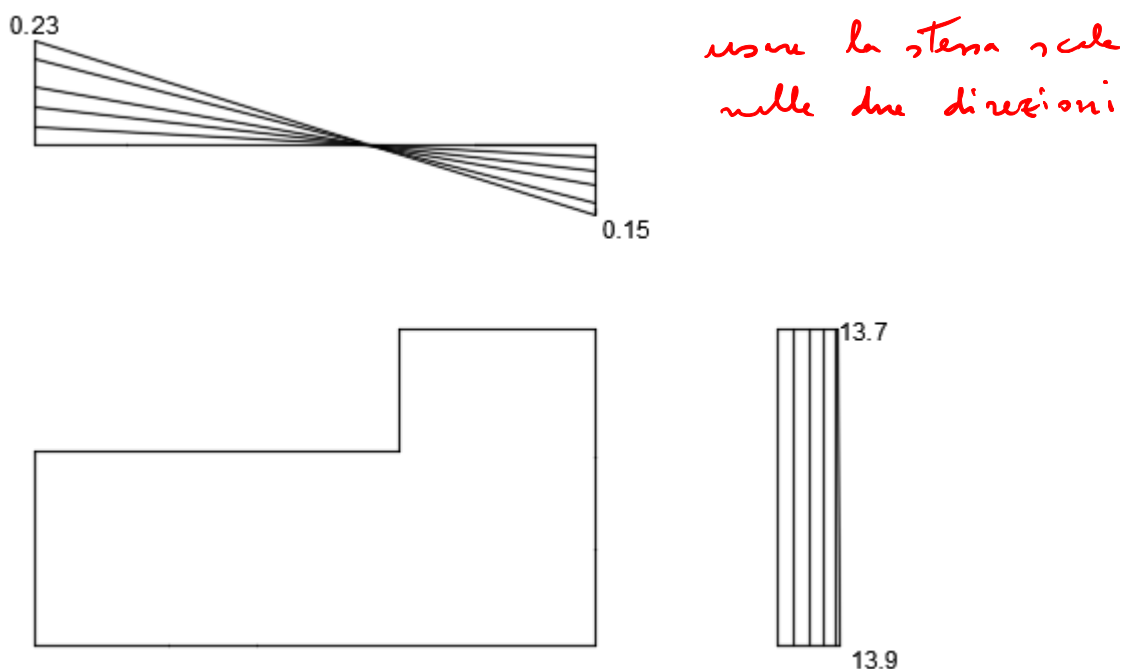


Fig. 12. Involuppo delle deformate modali, sisma  $x$

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità (1 e 4) per effetto del sisma in direzione  $x$ . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $x$ , appena leggermente maggiori per il telaio 4 in particolare della campata 19-20 essendo questa più corta rispetto la media (3.5 m)

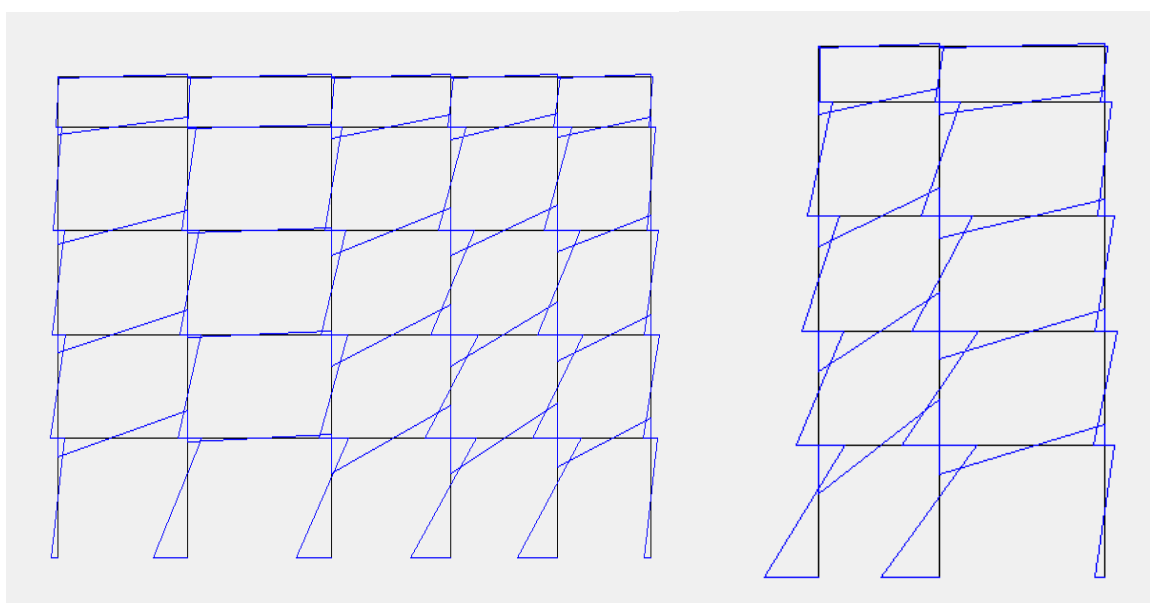


Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai 1 e 4, analisi modale, sisma  $x$

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo ai vari impalcati per effetto del sisma in direzione x e in direzione y. Lo scarto rispetto alla previsione è modesto, ad eccezione dell'impalcato 2 per i pilastri e dell'impalcato uno per le travi, e l'analisi numerica svolta conferma quindi le previsioni fatte.

MOMENTO_X			TAGLIO_X		
IMPALCATI	TEL_mod	PREVISIONE	IMPALCATI	TEL_mod	PREVISIONE
mansarda	39	31	mansarda	44.4	30.0
4	154	138	4	88.4	83.7
3	250	209	3	139.8	126.5
2	163	253	2	170.7	153.5
1	265	258	1	182.4	169.8
piede	428	387	piede		

Tab. 16. Momenti flettenti e Tagli massimi (kNm) pilastri: valori valori forniti dal calcolo e previsti , per sisma x

MOMENTO_X			TAGLIO_X		
IMPALCATI	TEL_mod	PREVISIONE	IMPALCATI	TEL_mod	PREVISIONE
mansarda	16.5	15.6	mansarda	8.2	8.0
4	100.6	84.7	4	53.9	43.4
3	218.7	173.4	3	119.5	88.9
2	293.8	231.0	2	162.8	118.5
1	353.5	255.6	1	194.6	131.1

Tab.16.1. Momenti flettenti e Tagli massimi (kNm) travi: valori valori forniti dal calcolo e previsti , per sisma x

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y è riportato nella figura che segue. In questo caso si hanno spostamenti leggermente più alti, gli spostamenti

*Insolitamente, vedo valori di calcolo maggiori delle previsioni. Questo richiede approfondimento*

agli estremi si differenziano del 20% e sono molto prossimi alla previsione (14.5 mm).

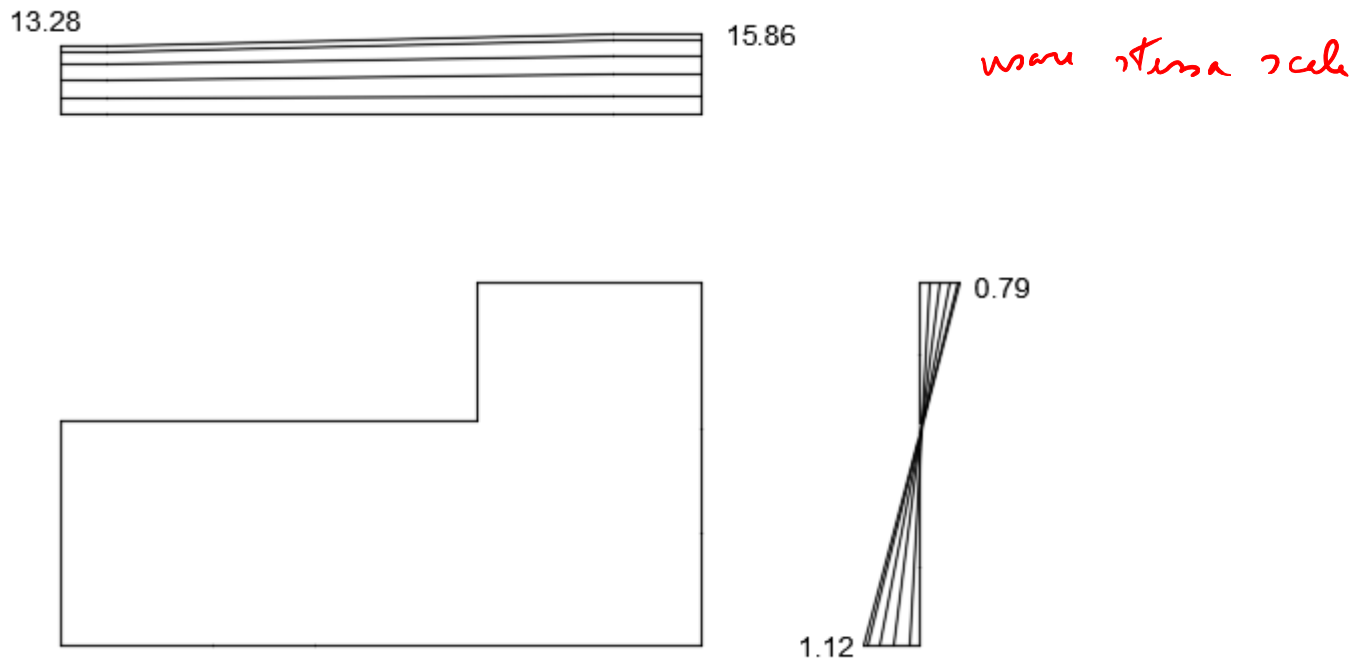


Fig. 14. Involuppo delle deformate modali, sisma y

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in un telaio posto a sinistra (5) e nel telaio all'estremità destra (10) 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.

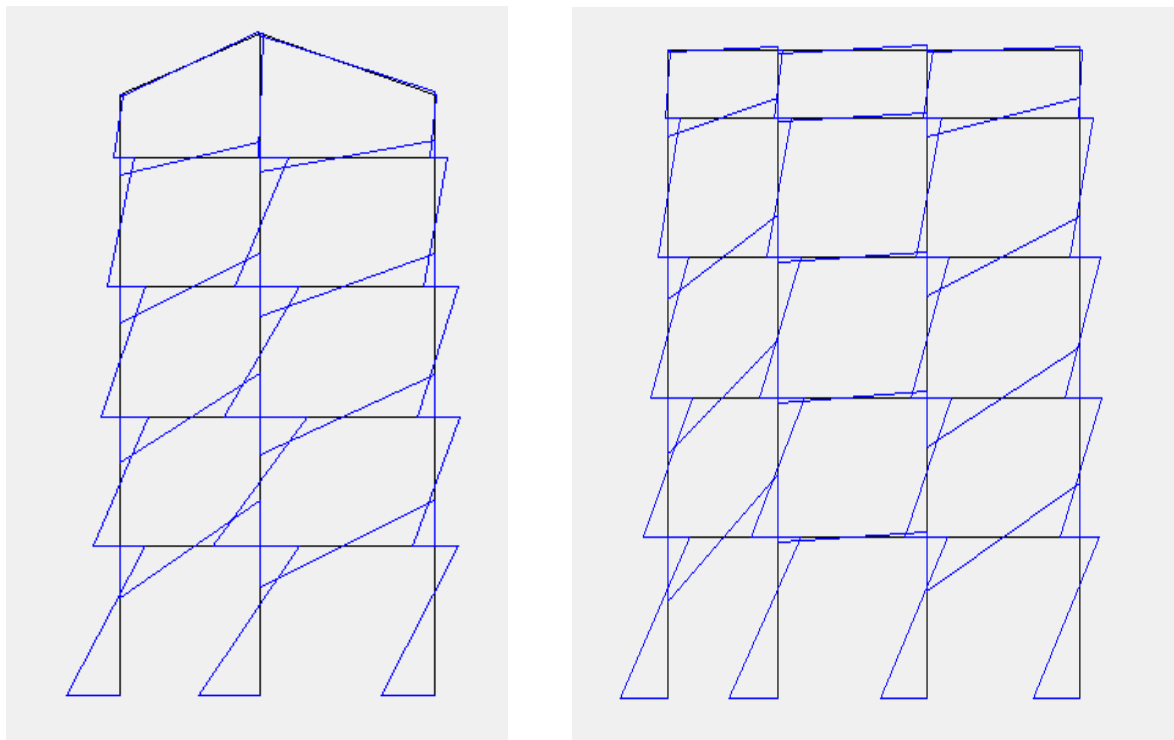


Fig. 15. Diagramma del momento flettente nei telai 5 e 10, analisi modale, sisma y

*per questo vuol dire che le previsioni  
non sbagliate (e non va bene)*

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo per i vari impalcati per effetto del sisma in direzione y. Tenendo conto di questo, in questo caso i valori previsti risultano minori di quelli effettivamente agenti, ma essendosi sempre messi in sicurezza non hanno creato problemi nel dimensionamento della struttura.

MOMENTO_Y			TAGLIO_Y		
IMPALCATI	TEL_mod	PREVISIONE	IMPALCATI	TEL_mod	PREVISIONE
mansarda	55.3	29.0	mansarda	54.9	27.9
4	182.8	128.1	4	101.0	77.7
3	254.9	192.5	3	145.4	116.7
2	302.1	232.9	2	182.0	141.2
1	399.5	237.1	1	168.2	156.0
piede		355.7	piede		

Tab. 17. Momenti flettenti e Tagli massimi (kNm) pilastri: valori valori forniti dal calcolo e previsti , per sisma y

MOMENTO_Y			TAGLIO_Y		
IMPALCATI	TEL_mod	PREVISIONE	IMPALCATI	TEL_mod	PREVISIONE
mansarda	24.9	14.5	mansarda	10.2	7.4
4	116.9	78.5	4	64.4	40.3
3	251.1	160.3	3	138.5	82.2
2	335.7	212.7	2	185.7	109.1
1	378.1	235.0	1	209.0	120.5

Tab. 17.1 Momenti flettenti e Tagli massimi (kNm) travi: valori valori forniti dal calcolo e previsti, per sisma y

Nelle figure che seguono è mostrato l'incremento di spostamenti dovuto all'eccentricità accidentale, separatamente per azione in direzione x e in direzione y. La linea tratteggiata mostra gli spostamenti del quinto impalcato prodotti dall'analisi modale, la linea continua mostra gli spostamenti incrementati per tener conto dell'eccentricità accidentale.

Si può notare che l'incremento degli spostamenti massimi in direzione x è molto contenuto, inferiore al 5%, mentre quello degli spostamenti in direzione y è un po' più alto, ma comunque inferiore al 5%.

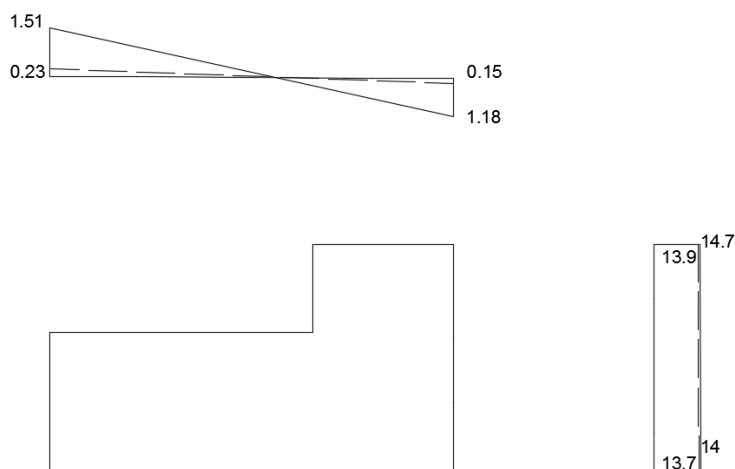


Fig. 16. Effetto complessivo del sisma x, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

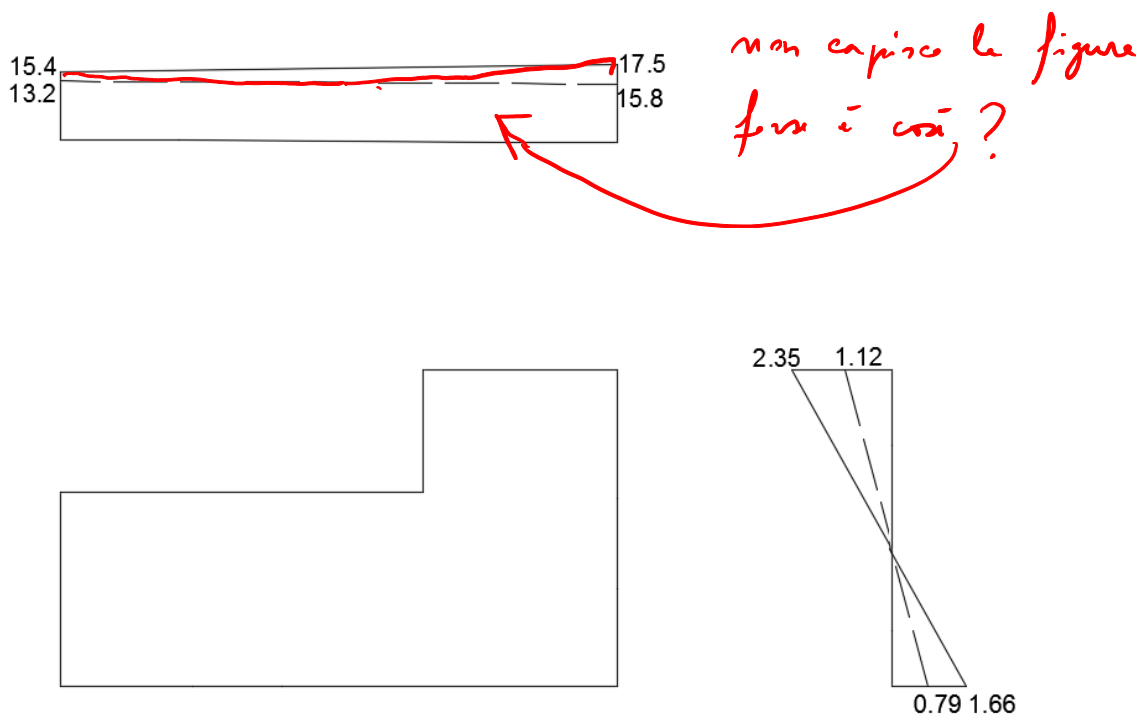


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma y, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

Nelle figure che segue è mostrato cosa avviene combinando l'effetto del sisma in una direzione col 30% dell'effetto del sisma nell'altra direzione. La linea tratteggiata rappresenta l'effetto del solo sisma  $x$  (o  $y$ ), la linea continua mostra l'incremento dovuto all'aliquota di sisma nell'altra direzione.

Si nota un modesto incremento degli spostamenti massimi in ciascuna direzione, minore del 5%. In definitiva, rispetto agli spostamenti forniti dall'analisi modale l'incremento dei massimi spostamenti è inferiore all'5% in direzione  $x$  e in direzione  $y$ , valori coerenti con le stime iniziali. Ciò conferma il comportamento buono della struttura. Si nota però anche che ai massimi spostamenti in ciascuna direzione si accoppiano spostamenti nella direzione ortogonale pari a circa il 50% dei massimi, il che implica una non trascurabile pressoflessione deviata nei pilastri.

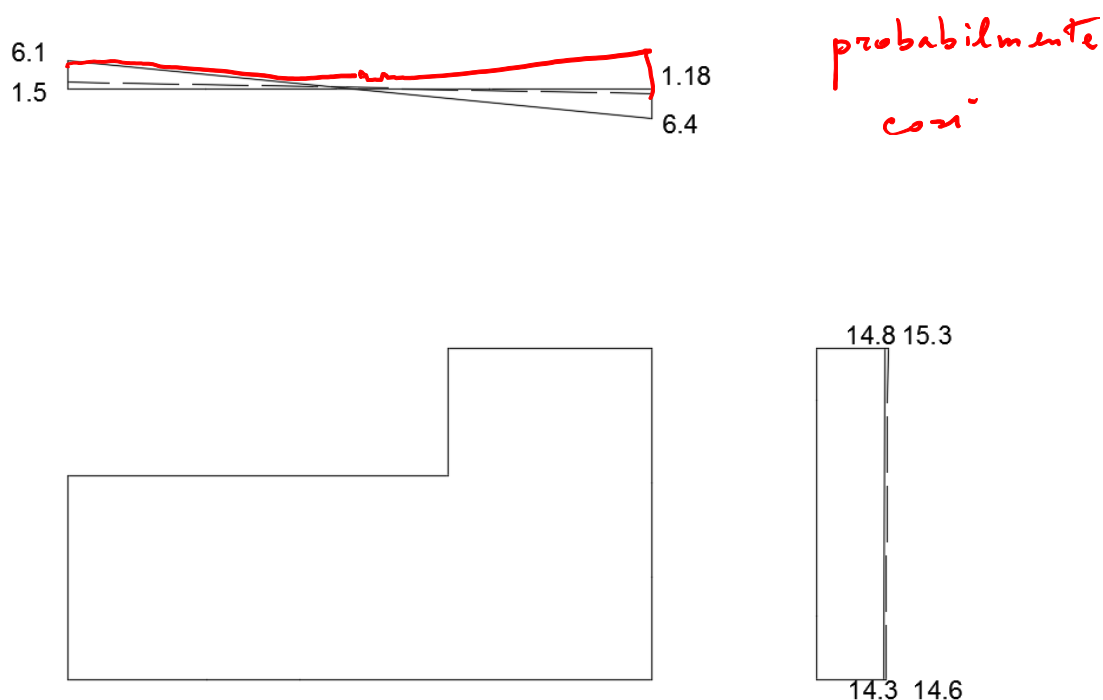


Fig. 18. Effetto del sisma prevalente x, ovvero sisma  $x + 0.3$  sisma  $y$

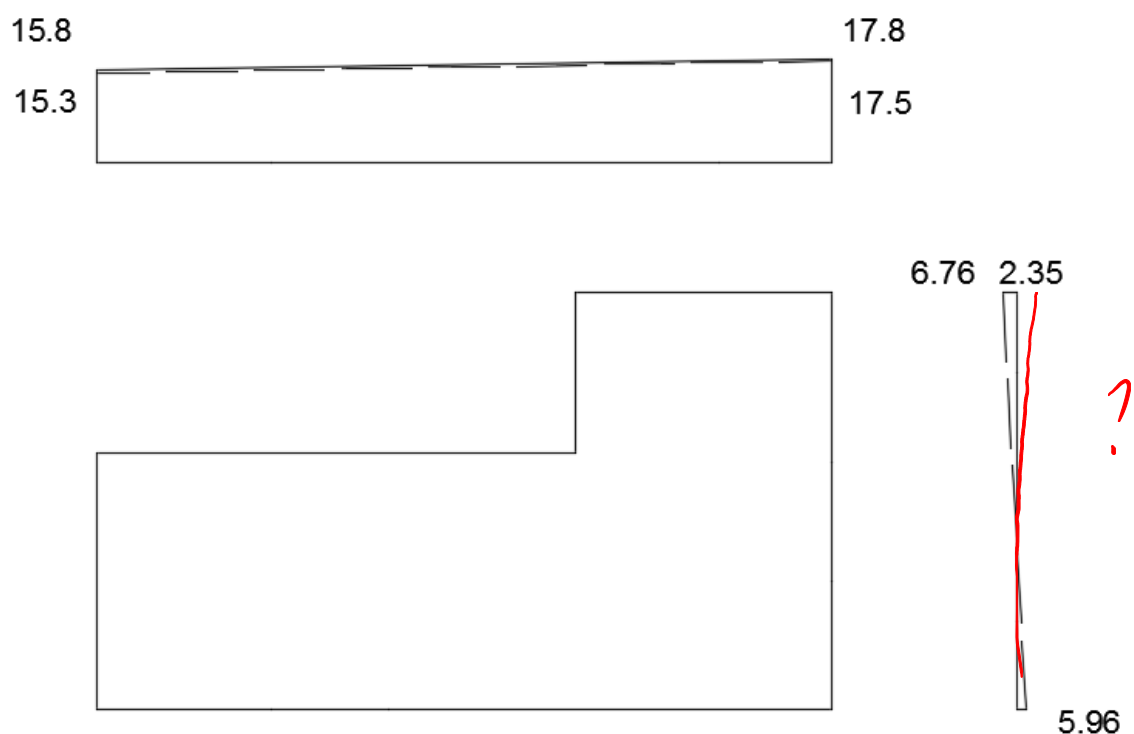


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente y, ovvero sisma y + 0.3 sisma x

## Esame delle armature

Dopo aver effettuato i confronti tra previsione e valori forniti dal “Tel” si è proceduto allo studio delle travi al fine di determinare l’armatura. Le caratteristiche della sollecitazione da usare sono quelle fornite dal calcolo, combinando tutti gli schemi base, però per tener conto che l’azione dei carichi verticali non è una forza concentrata ma un’azione distribuita si è preferito spuntare i valori così da considerare, in corrispondenza dell’appoggio, un diagramma prossimo ad una parabola, piuttosto che ad una cuspid. Per questo motivo i valori considerati non sono i valori in asse ma i valori a filo pilastro. Si riporta di seguito la tabella relativa a tali valori per la trave 1, I impalcato.

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3y	y+0.3x	q+F	q-F	q+F spu	q-F spu
1	-22.63	-16.13	149.41	7.73	5.31	8.55	154.72	16.28	159.60	62.69	143.47	-175.73	137.14	-160.13
2	-54.83	-38.39	-223.78	-11.44	-7.91	-12.72	-231.68	-24.16	-238.93	-93.67	-277.33	200.54	-232.45	186.92
2	-90.20	-48.67	25.80	1.33	0.92	1.48	26.71	2.80	27.55	10.81	-21.12	-76.23	-54.34	-54.34
3	-90.24	-48.69	-25.31	-1.30	-0.90	-1.45	-26.21	-2.75	-27.04	-10.61	-75.72	-21.65	-54.37	-54.37
3	-74.29	-49.97	286.34	14.64	10.13	16.29	296.47	30.93	305.75	119.87	255.78	-355.72	231.98	-285.62
4	-71.36	-46.33	-263.24	-13.49	-9.32	-15.00	-272.56	-28.49	-281.11	-110.26	-327.44	234.78	-257.92	210.40
4	-59.58	-57.92	276.67	14.24	9.82	15.81	286.49	30.05	295.51	115.99	237.59	-353.43	216.80	-267.37
5	-62.04	-59.48	-279.76	-14.39	-9.93	-15.98	-289.68	-30.36	-298.79	-117.27	-358.28	239.31	-271.94	218.81
5	-48.95	-31.58	235.11	12.10	8.33	13.41	243.45	25.51	251.10	98.54	219.52	-282.68	197.16	-219.78
6	-26.40	-18.86	-159.00	-8.27	-5.67	-9.12	-164.67	-17.38	-169.88	-66.78	-188.74	151.02	-166.12	141.67

Tab. 18 risultati degli schemi base e loro combinazioni di carico, Travi

I valori della campata 2-3 sono i più dissimili in quanto questa è una trave a spessore.

La formula utilizzata per il progetto dell’armatura è la seguente

$$A_s = \frac{M_{ed}}{0.9 d f_{yd}}$$

Da quale si ottengono i seguenti valori, e l'armatura effettivamente disposta (trave 1, I impalcato) (sono state studiate tutte le travi)

ESTREMO	As sup	As inf	barre sup		barre inf	
1	6.89	5.90	8.29	1f16+2f20	8	1f16+2f20
2	10.00	8.04	11.44	1f16 + 3f20	8	1f16+2f20
2	7.35	7.35	11.44	1f16 + 3f20	8	1f16+2f20
3	7.35	7.35	13.45	2f16 + 3f20	10	2f16 + 2f20
3	12.29	9.98	13.45	2f16 + 3f20	10	2f16 + 2f20
4	11.10	9.05	12.32	3f16 + 2f20	10	2f16 + 2f20
4	11.50	9.33	12.32	3f16 + 2f20	10	2f16 + 2f20
5	11.70	9.41	12.32	3f16 + 2f20	10	2f16 + 2f20
5	9.46	8.48	12.32	3f16 + 2f20	10	2f16 + 2f20
6	7.15	6.10	8.29	1f16+2f20	8	1f16+2f20

Tab.19 Armature, Travi

Come si può facilmente constatare sono stati rispettati i limiti di normativa in quanto la normativa impone la presenza di almeno due barre  $\Phi 14$  sia superiormente che inferiormente ( si hanno 2 barre  $\Phi 20$  e una barra  $\Phi 16$  sia sup che inf.) una percentuale di armatura tesa non inferiore a  $\frac{1}{4} f_{yk}$  ,rispettato e un'armatura compressa pari ad almeno  $\frac{1}{4}$  di quella tesa ,rispettato.

Nelle travi emergenti si dispone un'armatura filante pari al almeno 56% di quella necessaria sugli appoggi e mai inferiore e 2 barre da 20 e 1 barra da 16, queste barre vengono interrotte in prossimità della mezzeria dove i momenti sono sicuramente minori, in corrispondenza degli appoggi si aggiungono monconi, in quantità tale da fornire, insieme ai filanti l'area di ferro necessaria.

Nella trave a spessore si ha un'armatura filante pari a 1 $\Phi 16$ +2  $\Phi 20$  sia superiormente che inferiormente, estendendo le barre fino alle campate adiacenti, e vengono aggiunti 2 $\Phi 16$  superiormente per reggere le staffe, disposti al di fuori della fascia relativa alle travi emergenti adiacenti e inferiormente viene aggiunto un moncone 1  $\Phi 16$  per raggiungere i 4 ferri che mi permettono di reggere le staffe.

Conferire maggior resistenza alle travi, abbondando con l'armatura, potrebbe portare a meccanismi di collasso poco duttili, per evitare ciò la normativa impone il criterio di gerarchia delle resistenze. Alla luce di ciò il taglio in base a cui verificare la sezione e progettare le armature trasversali viene determinato con condizioni di equilibrio , a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità della trave.

Si sono calcolati i momenti resistenti positivi e negativi mediante la seguente formula

$$M_{Rd} = [A_s(d - kx) + s' + A'_s(kx - c)]f_{yd}$$

Ottenendo



ESTREMO	Mrd-	Mrd+
1	204.49	204.49
2	282.99	204.52
2	84.01	61.68
3	97.71	75.13
3	331.82	253.28
4	303.46	253.26
4	303.46	253.26
5	303.46	253.26
5	303.46	253.26
6	204.49	204.49

Tab.20 Momento resistente, Travi

Essendo la struttura di classe di duttilità “B” i valori ottenuti non dovranno essere maggiorati.

Il taglio è stato calcolato con condizioni di equilibrio pensando che entrambe le sezioni di estremità siano plasticizzate, mediante la sottoscritta formula:

$$V = \frac{ql}{2} + \frac{Mrd^+ + Mrd^-}{l_{netta}} \quad \text{per le travi emergenti}$$

E il taglio fornito dal calcolo per quanto riguarda le travi a spessore. Ottenendo.

ESTREMO	V_max
1	124.42
2	
2	89.67
3	
3	175.83
4	
4	177.82
5	
5	175.39
6	

Tab.21 Taglio massimo, Travi

Per verificare la sezione e definire l’armatura si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo di varie possibili staffatura, per la trave emergente 30x70 e 30x60, e per la trave a spessore 60x25 con staffe a due bracci.

sezione	cot $\Theta$	Vr <sub>cd</sub>	Vr <sub>sd</sub>					
			$\phi 8/9$	$\phi 8/10$	$\phi 8/12.8$	$\phi 8/15$	$\phi 8/20$	$\phi 8/25$
			0.503	0.503	0.503	0.503	0.503	0.503
			0.9	1	1.28	1.5	2	2.5
30 x 70	1	631.3	259.63	233.67	182.55	155.78	116.83	93.47
	2	631.3	519.26	467.33	365.10	311.56	233.67	186.93
30 x 60	1	535.6	220.29	198.26	154.89	132.17	99.13	79.30
	2	428.5	440.58	396.52	309.78	264.35	198.26	158.61
60 x 25	1	401.7	82.61	74.35	58.08	49.57	37.17	29.74
	2	321.4	165.22	148.70	116.17	99.13	74.35	59.48
30 x 80	1	726.9	298.97	269.07	210.21	179.38	134.54	107.63
	2	581.5	597.93	538.14	420.42	358.76	269.07	215.26

Tab.22 Taglio resistente ed armature

Il massimo taglio sollecitante si ha in corrispondenza della campata 4-5 ed è pari a 193,8, essendo in CD “B” e possibile effettuare le verifiche considerando  $\cot \Theta = 2$ , per questo si è deciso di disporre staffe con un passo  $s=20$  cm in tutta la parte di campata ad eccezione delle zone critiche in cui si è usato un passo pari a 10 cm in quanto il minimo di normativa impone che  $s < 12.8$  cm in quanto il diametro minimo è 16 e il fattore moltiplicativo per CD “B” è 8,. Tale passo è stato utilizzato anche per la campata a spessore, al fine di rispettare il limite di normativa. Lo stesso procedimento è stato ripetuto per le travi di tutti i telai.

I risultati degli schemi base sono stati combinati per ottenere le massime caratteristiche delle sollecitazioni. In particolare i tre diagrammi mostrano l’effetto dei carichi verticali, l’effetto di  $q_{\min} + \text{sisma}$  e  $q_{\min} - \text{sisma}$  (indicando con  $q_{\min}$  i carichi verticali in presenza di sisma) .A titolo di esempio si mostrano i momenti flettenti ottenuti per le travi al primo impalcato del telaio 1 e del telaio 6, i valori sono riferiti agli estremi delle campate, in asse al pilastro.

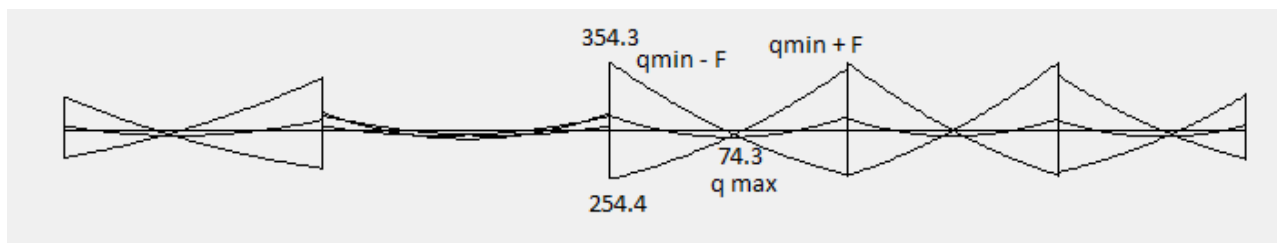


Fig 20 Telaio 1-impalcato 1, diagramma momento flettente

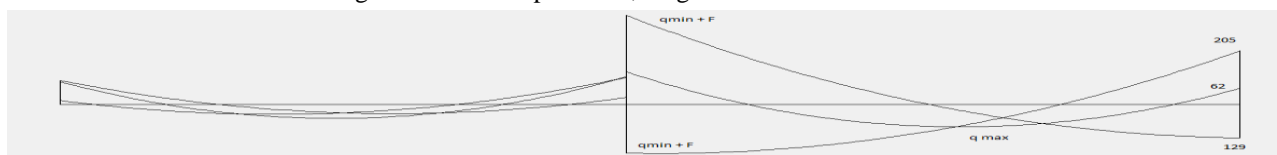


Fig 21 Telaio 6-impalcato 1, diagramma momento flettente

IMPALCATI	Momento Trave_1	Momento Trave_6
mansarda	15.61	14.48
4	84.66	78.55
3	173.43	160.31
2	231.00	212.72
1	255.63	235.03

Tab.23 Previsione momento flettente, Trave 1(direzione x) e Trave 6 (direzione y)

Come si può notare i valori di  $q_{min} + F$  sono molto prossimi alla previsione (254 con 255 per il telaio 1 e 205 con 235 per il telaio 6). Entrambi i diagrammi mostrano la presenza di una trave a spessore in cui il momento predominante è quello causato dai carichi verticali in assenza di sisma. Il massimo momento positivo viene raggiunto negli appoggi e non in mezzzeria.

Lo stesso criterio seguito per le travi viene seguito per i pilastri, in cui anche in questo caso è rispettato il criterio di gerarchia delle resistenze, il quale richiede che la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva della travi amplificata per un coefficiente  $\gamma_{rd}$  ( per classe di duttilità B è pari a 1.10).

Dopo aver considerato e combinato i vari schemi di carico, sommato (in valore assoluto) i momenti resistenti relativi agli estremi delle travi che convergono nel nodo e suddiviso il momento complessivo tra i due pilastri tenendo conto del taglio di piano, si sono trovati, applicando il criterio della gerarchia delle resistenze (per  $M_y$  quando il sisma agisce lungo x e  $M_x$  quando il sisma agisce lungo y) e prendendo il max tra valore di calcolo e il 30% per valore fornito dalla gerarchia ( per  $M_x$  quando il sisma è lungo x e  $M_y$  quando il sisma è lungo y), i valori delle sollecitazioni con il quale effettuare la verifica e la progettazione dell'armatura. A titolo di esempio si riportano i valori trovati per il pilastro 1 (Pilastro d'angolo)

piano	sisma prev x				sisma prev y			
	$M_y$	$M_x$	N	N	$M_y$	$M_x$	N	N
5 testa	47.17	41.97	-75.32	-140.27	25.91	46.08	-23.70	-191.89
5 piede	57.72	41.97			25.91	56.43		
4 testa	131.52	51.71	-265.88	-162.64	29.70	128.57	-132.80	-295.71
4 piede	91.68	51.71			39.45	123.08		
3testa	133.26	89.75	-449.92	-189.87	39.98	178.89	-476.91	-162.87
3 piede	101.64	89.75			39.98	174.27		
2 testa	123.29	95.33	-685.14	-163.79	46.13	211.39	-786.75	-62.18
2 piede	107.42	95.33			46.13	184.18		
1 testa	117.52	155.11	-927.09	-121.38	33.30	201.49	-1109.23	60.77
1 piede	81.85	155.11			35.26	407.43		

Tab.24 Valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni, Pilastri

Avendo tali risultati si può procedere al calcolo dell'armatura. In particolare sono stati presi a campione i seguenti pilastri:

- Pilastro 1 => pilastro d'angolo avente valore di momento flettente massimo pari a 346 kN e soggetto ad eccentricità quindi richiede un'armatura non indifferente, come esso sono stati armati tutti i pilastri d'angolo ovvero 6-12-13-18-19-21

- Pilastro 4 => pilastro perimetrale di coltello con travi emergenti, di cui una corta, motivo per cui la sua situazione non è ottimale. Come esso sono stati armati i seguenti pilastri: 3-5-7-14-15-20
- Pilastro 9 => pilastro centrale con una trave emergente e una a spessore in entrambe le direzioni, sforzo normale molto alto, ciò fa sì che viene armato con una quantità di armatura modesta e come esso vengono armati i pilastri 2-8-10-11
- Pilastro 16 in questo caso la gerarchia delle resistenze influisce parecchio per cui richiede un'armatura sul lato lungo maggiore di quella sul lato corto. Come esso è solo il pilastro 17

Il fatto che il pilastro 4 è leggermente meno armato del pilastro 1 pur avendo due travi emergenti deriva dal fatto che la direzione x è meno deformabile della y.

è calcolato l'area di armatura necessaria sia per il lato corto che per il lato lungo mediante la formula

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

	LATO	CORTO	LATO	LUNGO	
As	As eff	Armatura	As	Aeff	Armatura
1.92	7.16	2f16+1f20	4.21	8.04	4f16
2.43	7.16	2f16+1f20	5.43	8.04	4f16
3.47	7.16	2f16+1f20	12.60	8.04	4f16
3.25	8.29	1f16+2f20	7.98	12.32	3f16+2f20
4.15	8.29	1f16+2f20	12.36	12.32	3f16+2f20
3.99	10.30	2f16+2f20	8.69	12.32	3f16+2f20
6.64	10.30	2f16+2f20	11.61	12.32	3f16+2f20
5.67	10.30	2f16+2f20	9.77	12.32	3f16+2f20
6.30	10.30	2f16+2f20	11.61	12.32	3f16+2f20
13.61	12.57	4f20	7.47	12.32	3f16+2f20

Tab.25 Armature, Pilastro 1

Verificato che i limiti di normativa secondo cui

$$1\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

Fossero rispettati, e che fosse positiva la verifica a pressoflessione deviata,

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

si è proceduto alla progettazione dell'armatura trasversale, calcolando il taglio sollecitante mediante la formula

$$V_{sd} = \gamma_{rd} \frac{(M_{Rd}^{sup} + M_{Rd}^{inf})}{l_p}$$

Pilastrri	Ved
1	290.47
2	
2	177.24
3	
3	215.83
4	
4	240.12
5	
5	239.77
6	

Tab.26 Massimo taglio sollecitante, Pilastrri

Per la disposizione dell'armatura è stata calcolata la cot  $\Theta$ , ma, fornendo il calcolo valori sempre maggiori di due, si è preferito considerare un taglio resistente utilizzando cot  $\Theta=2$  e si è deciso di armare 8 $\Phi$ 20 la zona non critica e 8 $\Phi$ 10 la zona critica, in quanto il massimo taglio sollecitante non supera i 269 kN ben portato da tale staffatura (come si può ben vedere dalla Tab.22), ad eccezione del primo ordine in cui avendo un taglio Ved=290 kN viene usato un passo di 15 cm.

In alcuni pilastrri considerare la gerarchia delle resistenze avrebbe portato ad avere forti armature in corrispondenza del lato lungo, avendo rifatto il calcolo non considerando la gerarchia delle resistenze e vedendo che in questo modo si avrebbe avuto un'armatura troppo debole si è deciso di armare con un'armatura intermedia. Si riportano, a titolo d'esempio i valori ottenuti per il pilastro 16 (pilastro perimetrale con travi emergente)

LATO	lungo		
As_gerarchia	As	Aeff	Armatura
5.91	1.53	10.30	2f16+2f20
8.50	4.11	10.30	2f16+2f20
19.49	1.95	10.30	2f16+2f20
11.82	2.37	12.32	3f16+2f20
17.30	3.25	12.32	3f16+2f20
11.16	3.12	12.32	3f16+2f20
14.45	4.01	12.32	3f16+2f20
11.36	4.26	12.32	3f16+2f20
11.84	2.53	12.32	3f16+2f20
1.49	2.78	12.32	3f16+2f20

Tab.27 Armature, Pilastro 16

Le sezioni scelte per rappresentare i pilastrri sono : A-B-C-C1-D la sezione A è la più armata nella B diminuisce l'armatura per ciascun lato corto rispetto la A alla C manca un ferro nel lato corto rispetto a B, C1 ha un ferro in meno sul lato lungo rispetto a C infine la D ha quantità di armatura minima, avendo sezioni che variano lungo l'altezza sono state indicate con un apice (esempio C') le sezioni 30 x 70 e con due apici (C'') le sezioni 30 x 60. Si riporta di seguito la tabella riepilogativa dei pilastrri le varie sezioni

ordine		fondazio ne	I	II	III		IV		V
Pilastro	Sezione	ARMATURA				Sezione	ARMATURA	Sezione	ARMATURA
1	30X80	A	B	B	C	30X70	D'	30X60	D''
2	80X30	B	C	C	C	70X30	D'	60X30	D''
3	80X30	B	C	C	C	70X30	C1'	60X30	D''
4	80X30	B	C	C	C	70X30	C1'	60X30	D''
5	80X30	B	C	C	C	70X30	C1'	60X30	D''
6	30X80	A	B	B	C	30X70	D'	30X60	D''
7	30X80	B	C	C	C	30X70	C1'	30X60	D''
8	30X80	B	C	C	C	30X70	D'	30X60	D''
9	30X80	B	C	C	C	30X70	D'	30X60	D''
10	30X80	B	C	C	C	30X70	D'	30X60	D''
11	80X30	B	C	C	C	70X30	D'	60X30	D''
12	30X80	A	B	B	C	30X70	D'	30X60	D''
13	30X80	A	B	B	C	30X70	D'	30X60	D''
14	80X30	B	C	C	C	70X30	C1'	60X30	D''
15	80X30	B	C	C	C	70X30	C1'	60X30	D''
16	80X30	B	B	B	B	70X30	C1'	60X30	C1''
17	30X80	B	B	B	B	30X70	C1	30X60	C1''
18	30X80	A	B	B	C	30X70	D'	30X60	D''
19	80X30	A	B	B	C	70X30	D'	60X30	D''
20	80X30	B	C	C	C	70X30	C1'	60X30	D''
21	30X80	A	B	B	C	30X70	D'	30X60	D''

Tab.28 Tabella dei pilastri

Le armature più forti si hanno nei pilastri perimetrali e ai primi tre ordini.

Per classe di duttilità B la normativa non impone una verifica, nonostante ciò è stata fatta lo stesso per un pilastro e ad eccezione di un nodo in cui veniva richiesta una quantità di armatura non indifferente, in tutti gli altri casi la quantità di armatura necessaria era minima, per questo si è deciso di amare i nodi con staffe  $\phi 8$  e un passo uguale a quello della zona critica, pari a 10 cm.

Verifica dell'impalcato.

La rigidezza e la resistenza di un impalcato sono legati alle sue modalità di realizzazione, in Italia si è soliti avere solai alleggeriti con laterizi che prevedono una soletta di spessore adeguato e ben armata. Gioca un ruolo importante anche la forma dell'edificio, infatti una forma compatta sicuramente garantisce una certa rigidezza d'impalcato; per valutare la forma dell'edificio è necessario escludere tutti gli elementi, visibili in pianta, ma che non si trovano alla stessa quota dell'impalcato, quale è il caso delle scale; inoltre la presenza di restringimenti eccessivi può compromettere la rigidezza richiesta. Per quanto riguarda l'edificio in questione, non sono state eseguite verifiche di rigidezza e resistenza dell'impalcato, infatti dall'osservazione della pianta si può notare che, pur essendo la forma irregolare, non si presentano restringimenti tali da richiedere tali verifiche. Si può affermare quindi che gli orizzontamenti sono sufficientemente rigidi da portare in maniera adeguata sia azioni orizzontali che verticali ed è sufficiente aggiungere una rete elettrosaldata nei vari solai.

*Valori dettagliati si trovano nel foglio di calcolo <<calcoli\_CD\_B>>*