

## Relazione generale e validazione del progetto

*Commento generale: Qualche discordanza e varie cose da precisare, ma niente di serio da criticare*

### Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto, sito a Capizzi(ME) in via Vespri, è destinato ad uso abitativo ed è situato in zona sismica di media intensità, sostanzialmente corrispondente alla zona 2 della classificazione sismica fornita dalle normative precedenti.

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

$T_r$ [anni]	$a_g$ /g [g]	$F_o$	$T_c^*$
30	0.050	2.393	0.260
50	0.064	2.388	0.280
475	0.168	2.429	0.318
975	0.216	2.492	0.325

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

Si ottiene:	SLD	SLV
$S a_g$	0,1152	0,293
$T_B$	0,149	0,162
$T_C$	0,447	0,487
$S_e(T_C)$	0,275	0,713
$S_d(T_C)$	0,183	0,122

Nella figura che segue sono riportati gli spettri di risposta del sito in esame, per suolo C:

*Manca una indicazione fondamentale per capire i valori che ottieni: categoria topografica T3 (Nota: forse è poco comune con suolo C)*

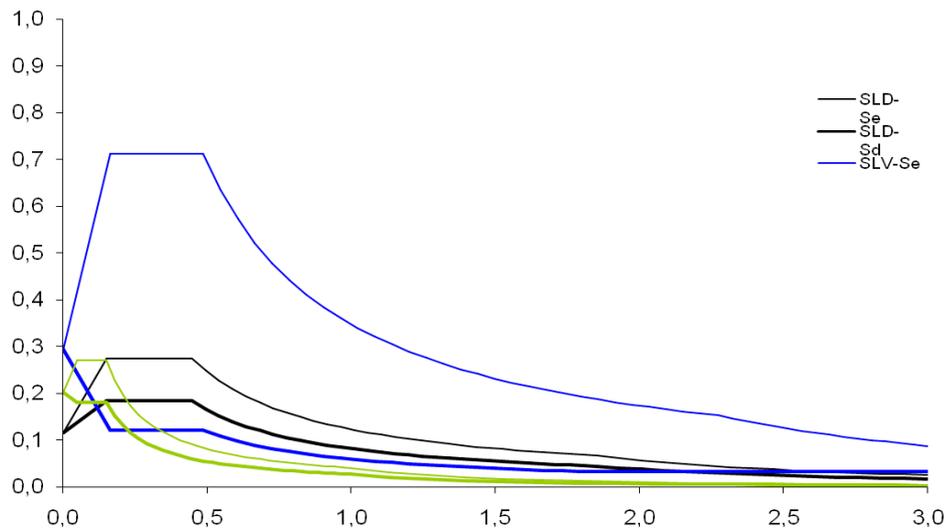


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

### Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano interrato (con struttura a telaio, le pareti di sostegno del terreno sono indipendenti dalla struttura e il primo impalcato è libero di spostarsi), un piano terra e quattro piani in elevazione e quindi da un totale di sei impalcati. La pianta ha una forma a L, con quattro appartamenti ed un vano scala centrale e un vano ascensore. La copertura è costituita da tetto. Nelle figure che seguono sono riportate le piante dei diversi piani e la sezione dell'edificio.

*Come è fatto il tetto?*

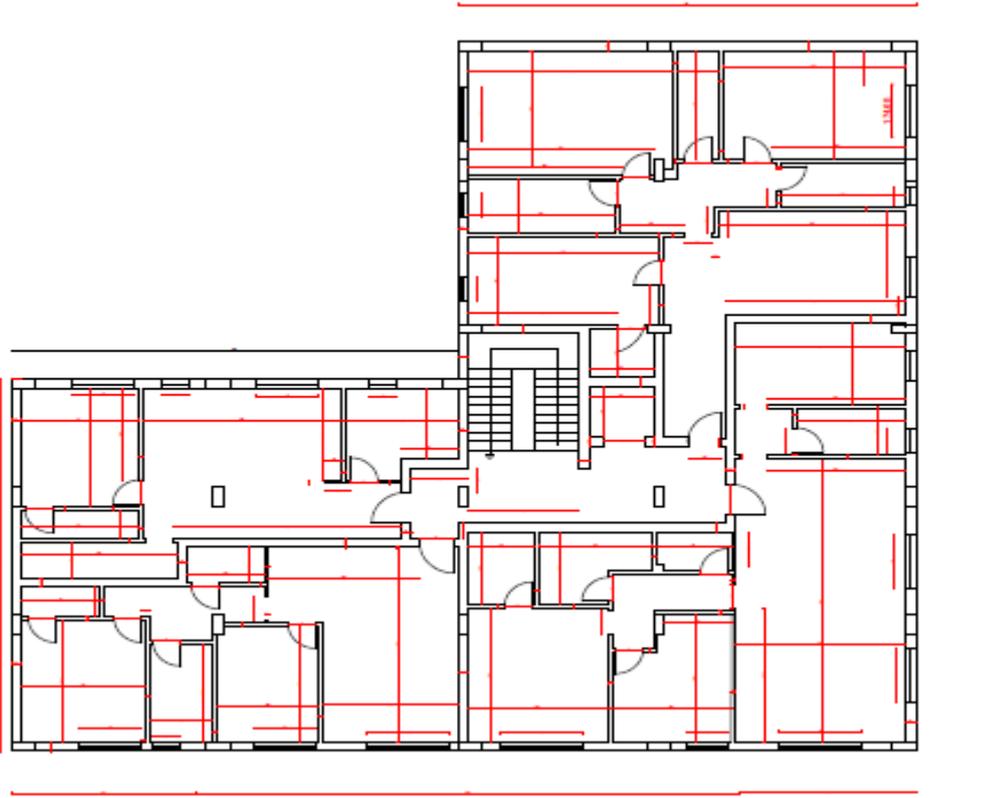


Fig. 2. Pianta piano terra

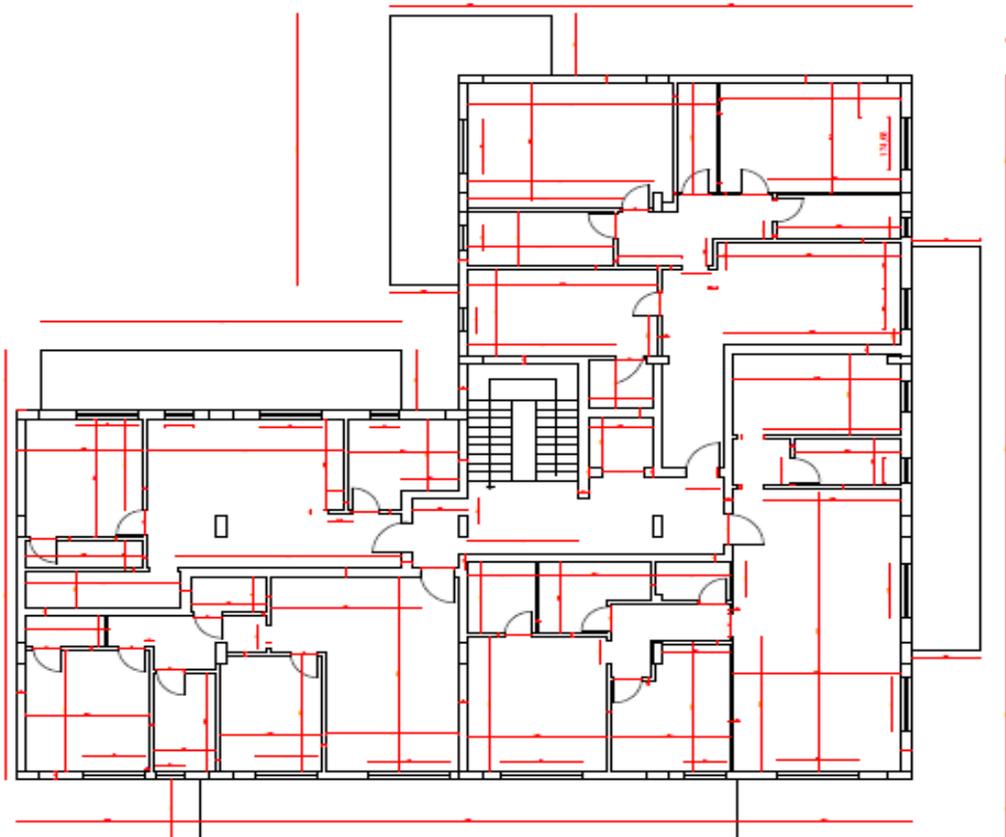


Fig. 3. Pianta piano tipo

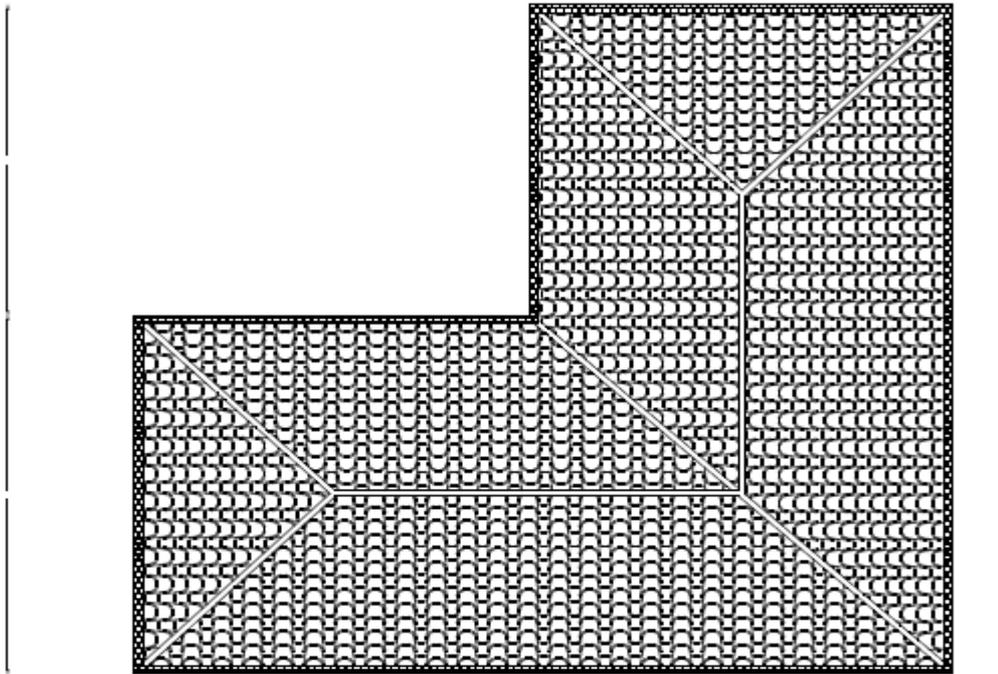


Fig. 4. Pianta copertura

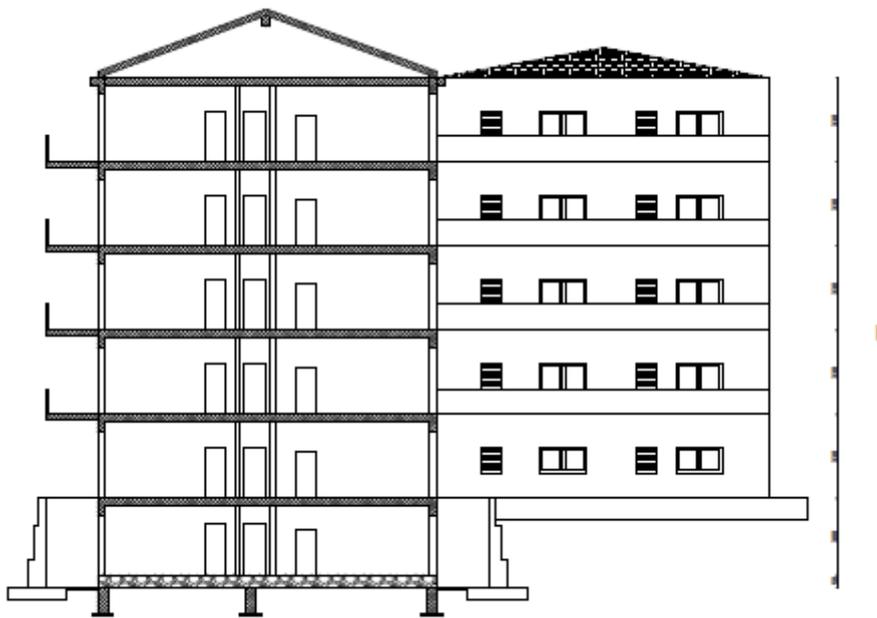


Fig. 5. Sezione

## 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 del primo impalcato è analoga, con la sola assenza degli sbalzi..

*Credo che il tetto sia solo un elemento in legno, ma è importante indicarlo*  
*Immagino che la carpenteria del 6° impalcato sia pure senza sbalzi*

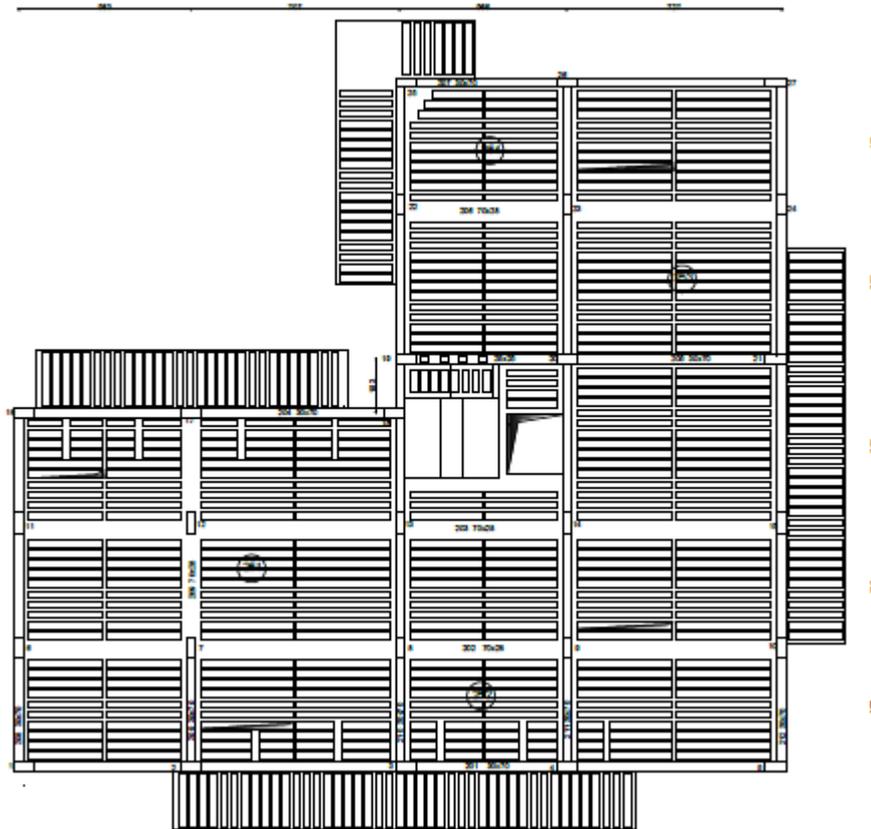


Fig. 6. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri hanno tutti sezione 30×70, tranne quelli dell'ultimo impalcato in cui si è deciso di ridurre la sezione a 30×60. Le travi emergenti hanno in genere sezione 30×70 ai primi cinque impalcati e 30×60 all'ultimo impalcato. Le travi a spessore hanno tutte sezione 70×28 e ridotte all'ultimo impalcato a 60×28.

*impalcato 6 è quello che sostiene il tetto  
ordine 6 con i pilastri resistenti*

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti e a spessore

piano	pilastri	travi emergenti	Trave a spessore
6(tetto)	30×60	30×60	60x28
5	30×70	30×70	70x28
4	30×70	30×70	70x28
3	30×70	30×70	70x28
2	30×70	30×70	70x28
1	30×70	30×70	70x28

La scala è realizzata con una soletta rampante. Le due 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.

Le fondazioni sono realizzate con un reticolo di travi rovesce. La sezione della trave ha un'altezza totale di 120 cm; l'anima è larga 40 cm e l'ala è larga 120 cm ed alta 40 cm. La sottofondazione è larga 150 cm.

### 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.

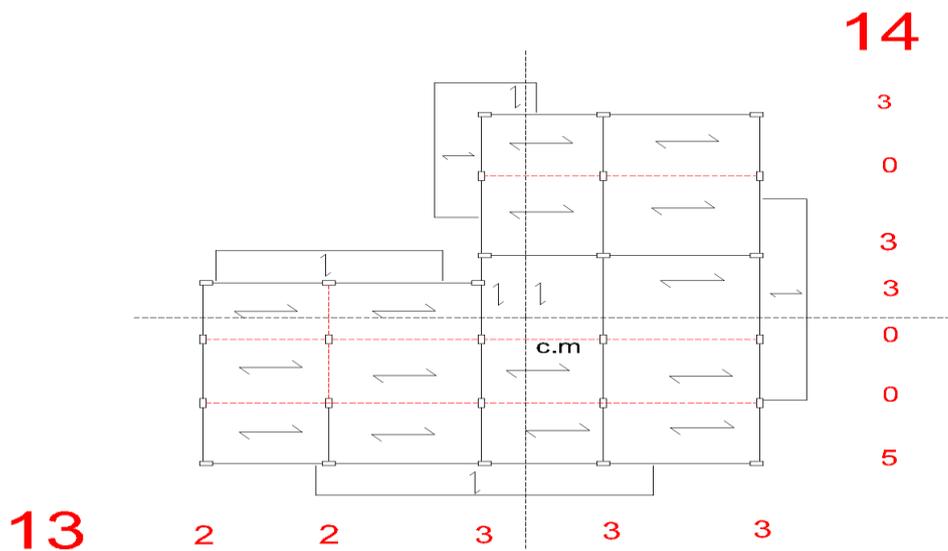


Fig. 7. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

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.

Dei 27 pilastri, 14 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con  $x$ ) e 13 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (che si indica con  $y$ ). Per esprimere un giudizio complessivo sulla distribuzione delle rigidità si sono sovrapposti, sul disegno che rappresenta lo schema (fig.8), due assi passanti per il baricentro geometrico dell'impalcato, e si sono indicati, telaio per telaio quanti pilastri si ritengono efficaci per sisma. In questa fase si è indicato solo il numero di pilastri, come se fossero tutti della stessa sezione.

La distribuzione dei pilastri appare sicuramente bilanciata rispetto alla direzione  $y$ , perché 7 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 6 a destra. Meno bilanciata appare invece la distribuzione rispetto alla direzione  $x$ , perché 9 pilastri sono al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e solo 5 al di sotto (permane una debolezza nella parte di sotto). Queste considerazioni, puramente qualitative, potrebbero essere confermate calcolando, confrontando tra loro, la posizione del baricentro geometrico dell'impalcato e quello d'inerzia dei pilastri. Data la regolarità della pianta in esame, si ritiene al momento inutile un tale calcolo (che verrà effettuato successivamente). Si accetta dunque la disposizione schematica mostrata in figura.

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, né cambi repentini di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. La sezione dei pilastri si mantiene addirittura costante, a parte la riduzione (in verità un po' brusca ma comunque accettabile) in corrispondenza dell'ultimo impalcato. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, riducendosi solo all'ultimo impalcato.

L'impalcato, nonostante la forma a L, 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. Più rilevante potrebbe essere l'influenza della zona scala, considerando la soletta rampante come parte mancante all'impalcato. La presenza della trave che sostiene la soletta rampante, che è posta a livello dell'impalcato, fornisce comunque una adeguata rigidità nei confronti di possibili deformazioni "flessionali" dell'impalcato (scala alla Giliberti).

Il reticolo di travi di fondazione collega adeguatamente tra loro tutti i pilastri, impedendone spostamenti relativi. La sezione della trave di fondazione è dotata di un momento d'inerzia nettamente maggiore di quello delle travi e dei pilastri. Eventuali cedimenti differenziali del terreno non provocheranno quindi effetti rilevanti sulla struttura in elevazione. La rigidità della trave di fondazione è inoltre 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.

non è  
il Tuo  
car

## Previsione numerica del comportamento della struttura

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.

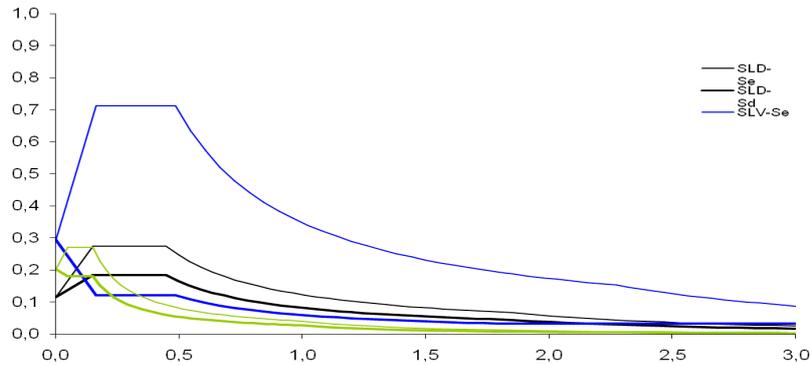


Fig. 8. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e  $q=5.85$

Le masse di piano possono essere stimate moltiplicando la superficie dell’impalcato per una incidenza di massa (o di peso) a metro quadro stimata approssimativamente. Si è ritenuto corretto utilizzare il valore di  $10 \text{ kN/m}^2$  per tutti gli impalcato, tranne che per l’ultimo impalcato per il quale si è utilizzato il valore  $9 \text{ kN/m}^2$ . I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

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

impalcato	superficie[ m <sup>2</sup> ]	Peso Unitario[kN/m <sup>2</sup> ]	Peso impalcato [kN]	massa
6+ tetto	502,5	9	4522,5	461,0
5	575,1	10	5751	586,2
4	575,1	10	5751	586,2
3	575,1	10	5751	586,2
2	575,1	10	5751	586,2
1	472,3	10	4723	481,4
tot 1-6			32249,5	3287,4

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 20^{3/4} = 0.709 \text{ s}$$

Tale valore è maggiore di  $T_C$  (che vale  $0.487 \text{ s}$  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

$$S_e = 0.711 \times 0.487 / 0.709 = 0.488 \text{ g}$$

e per quello di progetto

$$S_d = 0.488 / 5.85 = 0.084 \text{ g (stesso valore ottenuto dal file spettri Capizzi)}$$

Da questi valori si sono ricavate le forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica, con un coefficiente riduttivo  $\lambda=0.85$ . Il taglio alla base è pari a :

$$V_b = 0,85 \sum W_i S_d(T1) / g = 2302,6 \text{ kN}$$

I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue:

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

impalcato	W[kN]	z[m]	Wz[kNm]	F[kN]	V[kN]
6-tetto	4522,5	20	90450	552,04	552,04
5	5751	16,7	96041,7	586,17	1138,20
4	5751	13,4	77063,4	470,34	1608,54
3	5751	10,1	58085,1	354,51	1963,05
2	5751	6,8	39106,8	238,68	2201,72
1	4723	3,5	16530,5	100,89	2302,61
TOT			377277,5		

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

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

*questa formula è per l'approccio globale*

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 nella relazione di calcolo (excel). Nella tabella che segue sono riportate le rigidità di piano stimate (per tipologia di pilastro), separatamente per la direzione  $x$  e quella  $y$ .

Tab. 6. Riepilogo rigidità di piano

ordine	kx [kN/mm]	Ky [kN/mm]
6(con tetto)	379,77	553,83
5	400,92	643,69
4	400,92	643,69
3	400,92	643,69
2	400,92	643,69
1	669,46	764,1

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.

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

ordine	V[kN]	Kx[kN/mm]	dr[mm]	m	u(x)[mm]	Fux	$\mu^2$
6	552,04	379,77	1,45	461,01	22,13	12217,84	225,82
5	1138,20	400,92	2,84	586,24	20,68	12121,10	250,68
4	1608,54	400,92	4,01	586,24	17,84	8390,64	186,57
3	1963,05	400,92	4,90	586,24	13,83	4901,96	112,09
2	2201,72	400,92	5,49	586,24	8,93	2131,68	46,76
1	2302,61	669,46	3,44	481,45	3,44	347,01	5,70
					tot	40110,24	827,62
					Tx	0,903	

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione  $y$

ordine	V[kN]	Ky[kN/mm]	dr[mm]	m	u(y) [mm]	Fuy	$\mu^2$
6	552,04	553,83	1,00	461,01	14,75	8141,23	100,27
5	1138,20	643,69	1,77	586,24	13,75	8060,26	110,85
4	1608,54	643,69	2,50	586,24	11,98	5635,84	84,17
3	1963,05	643,69	3,05	586,24	9,48	3362,02	52,73
2	2201,72	643,69	3,42	586,24	6,43	1535,65	24,27
1	2302,61	764,10	3,01	481,45	3,01	304,03	4,37
					tot	27039,04	376,65
					Ty	0,742	

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  $y$  non si discosta molto da quello stimato con la formula di normativa (0.742 s anziché 0.709 s) e nella direzione  $x$  il periodo si è incrementato (0.903 s anziché 0.709 s) causa della presenza delle numerosi travi a spessore in tali direzione (meno rigida). Ricordiamo che tali valori sono stati ottenuti considerando le masse calcolate in maniera approssimata.

### Caratteristiche della sollecitazione

Il taglio massimo in ciascun pilastro è stato stimato dividendo il taglio di piano per 13, poiché sono tanti i pilastri allungati in direzione  $y$ . Ciascun pilastro assorbe quindi 1/13 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 forfaitariamente anche un piccolo contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidezza 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 su-

periore 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

impal/ordine	V[kN]	V pilastro[kN]	braccio[m]	M pilastro[kNm]	M trave[kNm]	$\Delta N$ pilastro[kN]
6	552,0	42,5	1,65	70,1	35,0	18,4
5	1138,2	87,6	1,65	144,5	107,3	74,85
4	1608,5	123,7	1,65	204,2	174,3	148,11
3	1963,0	151,0	1,65	249,2	226,7	210,92
2	2201,7	169,4	1,65	279,4	264,3	258,25
1	2302,6	177,1	1,32	233,8	256,6	274,01
1 piede			1,98	350,7		

La variazione di sforzo normale nei pilastri, provocata dal sisma, è stata calcolata a partire dai momenti flettenti calcolati per le travi. Valutando il taglio come  $V=2 M / l$  e considerando una luce  $l=3,80 m$ ; si ottiene,così, un valore dello sforzo normale che dovrà essere sommato o sottratto al valore previsto per carichi verticali.

L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti orizzontali del sisma potranno produrre incrementi di circa il 20% nei telai di estremità.

Tab. 10. Incremento per eccentricità

	ECCENTRICITA(+20%) pilastri perimetrali	
Vpilastro(+20%) [kN]	Mpilastro(20%) [kNm]	M trave (20%)[kNm]
50,96	84,1	42,0
105,06	173,4	128,7
148,48	245,0	209,2
181,20	299,0	272,0
203,24	335,3	317,2
212,55	280,6	308,0
	420,8	

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. Si è utilizzato un moltiplicatore pari a 1,5 tranne che al piede del primo impalcato.

Tab. 11. Incremento per gerarchia delle resistenze

Vpilastro(+20%) [kN]	Mpilastro(20%) [kNm]	M trave (20%)[kNm]
50,96	126,1	42,0
105,06	260,0	128,7
148,48	367,5	209,2
181,20	448,5	272,0
203,24	503,0	317,2
212,55	420,8	308,0
	420,8	

Le sollecitazioni trovate possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri. Il momento per carichi verticali (con sisma), facendo riferimento alla trave 112 campata P15-P21, è pari:

$$M = ql^2/10 = 170,8 \text{ kNm}$$

*la trave molto lunga ha momenti di sisma minori*

Per il momento dovuto all'azione sismica si considera i valori del momento  $M_{trave}$  includendo l'effetto dell'eccentricità. Quindi il momento massimo (totale) è pari a:

$$M_{tot} = 308,0 \text{ kNm} + 170,8 \text{ kNm} = 478,8 \text{ kNm}$$

*nelle travi conta in che un maggior  $M_{sisma}$  su  $M_g$*

*dal calcolo per la 15-21 risultano ~ 160 kNm sisma  
160 kNm car. stat  
300 kNm*

Considerando una base di 30cm e  $r=0,017$ , si può calcolare l'altezza utile come:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.017 \sqrt{\frac{478,8}{0.30}} = 0.679 \text{ m}$$

*e un 478 kNm*

*base 30x60*

Utilizzeremo dunque una sezione per le travi emergenti pari a 30x70 che poi ridurremo all'ultimo impalcato(30x60).

Considerando i pilastri 21 e 1 troviamo i valori di  $N_{max}$  e  $N_{min}$ :

Tab. 12. Valore massimo e minimo di N

impalcato	M pilastro[kNm]	delta N	N pilastro 21[kN]	N pilastro 1[kN]	N(21)+delta N	N(1)-delta N
6	126,1	18,4	317,5	125,87	335,9	107,45
5	260,0	74,9	634,9	251,75	709,8	176,90
4	367,5	148,1	952,4	377,62	1100,5	229,51
3	448,5	210,9	1269,9	503,49	1480,8	292,58
2	503,0	258,3	1587,3	629,36	1845,6	371,11
1	420,8	274,0	1904,8	755,24	2178,8	481,22
	420,8					

Troviamo così le condizioni più gravose:

Tab. 13. Condizioni più gravose

Coppie M-N più gravose	M[kNm]	N[kN]
M, Nmin	503,0	481,22
M,Nmax	420,8	2178,8

I pilastri possono essere facilmente verificati utilizzando il dominio limite(Fig.10), Il massimo momento previsto, pari a circa 420,8 kNm accoppiato con sforzi che possono andare da 481,22 ai 2178,8 Kn richiede un armatura  $6\Phi 20$ .

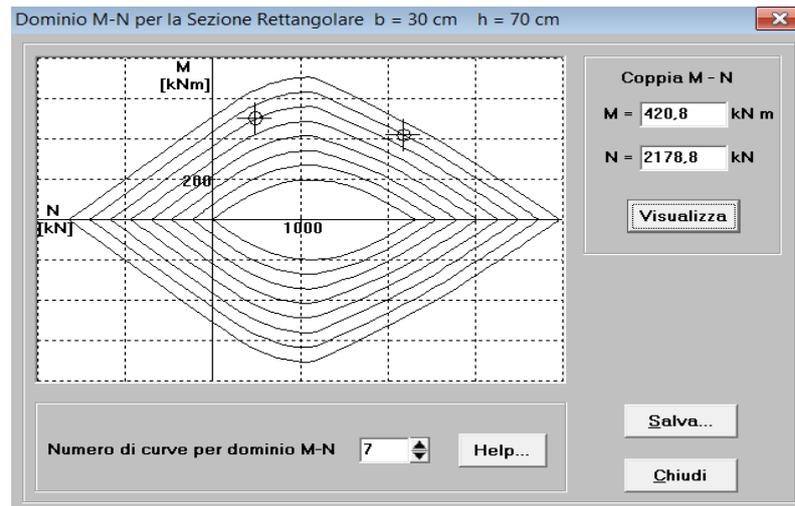


Fig. 9. Domini di resistenza dei pilastri

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

La fase iniziale preliminare a la risoluzione dello schema, consiste nel definire i carichi verticali e le masse di ogni impalcato, dal momento che finora abbiamo lavorato con valori approssimati.

Nella relazione di calcolo sono riportati in dettaglio il calcolo dei 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.

Sempre nella relazione di calcolo (file excel) 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. 14. 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]	$y_G$ [m]	$\rho_m$ [m]
6	502,5	459,4	4507,2	9	15,06	11,94	9,96
5	575,1	608,4	5968,0	10,4	15,12	11,99	10,18
4	575,1	608,4	5968,0	10,4	15,12	11,99	10,18
3	575,1	608,4	5968,0	10,4	15,12	11,99	10,18
2	575,1	608,4	5968,0	10,4	15,12	11,99	10,18
1	472,3	539,9	5296,7	11,2	15,098	11,91	9,73

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 a occhio accettabili. 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  $b=28,13$  m e  $h=27,64$  m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe  $\rho_m = 10,97$  m. Questo valore è un po' più alto 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 28.13 m in direzione  $x$  e 27,64 m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali sono 1.38 m e 1.4 m, rispettivamente per sisma agente in direzione  $x$  e in direzione  $y$ .

A questo punto ripetiamo i calcoli con le nuove masse:

### Previsione numerica del comportamento della struttura con masse corrette

Tab. 15. Valore del peso delle masse di piano

impalcato	superficie[ m^2]	Peso Unitario[kN/m^2]	Peso impalcato [kN]	massa
6+ tetto	502,5	9,0	4507,2	459,4
5	575,1	10,4	5968,0	608,4
4	575,1	10,4	5968,0	608,4
3	575,1	10,4	5968,0	608,4
2	575,1	10,4	5968,0	608,4
1	472,3	11,2	5296,7	539,9
tot 1-6			33675,8	3432,8

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 20^{3/4} = 0.709 \text{ s}$$

Tale valore è maggiore di  $T_C$  (che vale 0.487 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

$$S_e = 0.711 \times 0.487 / 0.709 = 0.488 \text{ g}$$

e per quello di progetto

$$S_d = 0.488 / 5.85 = 0.084 \text{ g (stesso valore ottenuto dal file spettri Capizzi)}$$

Da questi valori si sono ricavate le forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica, con un coefficiente riduttivo  $\lambda=0.85$ . Il taglio alla base è pari a :

$$V_b = 0,85 \sum W_i S_d(T_1) / g = 2404,4 \text{ kN}$$

I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue:

Tab. 16. Forze di piano valutate per analisi statica

impalcato	W[kN]	z[m]	Wz[kNm]	F[kN]	V[kN]
6-tetto	4507,2	20	90145	556,94	556,9
5	5968,0	16,7	99665	615,8	1172,7
4	5968,0	13,4	79971	494,1	1666,8
3	5968,0	10,1	60276	372,4	2039,2
2	5968,0	6,8	40582	250,7	2289,9
1	5296,7	3,5	18538	114,5	2404,5
TOT			389178		

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 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 nella relazione di calcolo excel. Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente per la direzione  $x$  e quella  $y$ .

Tab. 17. Riepilogo rigidezze di piano

ordine	kx [kN/mm]	Ky [kN/mm]
6(con tetto)	379,77	553,83
5	400,92	643,69
4	400,92	643,69
3	400,92	643,69
2	400,92	643,69
1	669,46	764,1

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.

Tab. 18. Spostamenti di piano – direzione  $x$ 

ordine	V	Kx	dr	m	u(x)	Fux	mu <sup>2</sup>
6	556,9	379,77	1,5	459,4	22,9	12775,4	241,75
5	1172,7	400,92	2,9	608,4	21,5	13221,5	280,48
4	1666,8	400,92	4,2	608,4	18,5	9163,7	209,27
3	2039,2	400,92	5,1	608,4	14,4	5358,7	125,96
2	2289,9	400,92	5,7	608,4	9,3	2332,6	52,65
1	2404,4	669,46	3,6	539,9	3,6	411,4	6,96
					tot	43263,4	917,08
					Tx	0,915	

Tab. 19. Spostamenti di piano – direzione  $y$ 

ordine	V	Ky	dr	m	u(y)	Fuy	mu <sup>2</sup>
6	556,9	553,83	1,0	459,4	15,3	8515,1	107,40
5	1172,7	643,69	1,8	608,4	14,3	8795,2	124,12
4	1666,8	643,69	2,6	608,4	12,5	6157,1	94,47
3	2039,2	643,69	3,2	608,4	9,9	3676,5	59,29
2	2289,9	643,69	3,6	608,4	6,7	1680,9	27,34
1	2404,4	764,1	3,1	539,9	3,1	360,4	5,35
					tot	29185,2	417,97
					Ty	0,752	

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  $y$  non si discosta molto da quello stimato con la formula di normativa (0.752 s anziché 0.709 s) e nella direzione  $x$  il periodo si è incrementato (0.915 s anziché 0.709 s) causa della presenza delle numerosi travi a spessore in tali direzione(meno rigida). Ricordiamo che tali valori sono stati ottenuti considerando le masse corrette.

### Caratteristiche della sollecitazione

Il taglio massimo in ciascun pilastro è stato stimato dividendo il taglio di piano per 13, poiché sono tanti i pilastri allungati in direzione  $y$ . Ciascun pilastro assorbe quindi 1/13 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 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 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. 20. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

impal/ordine	V[kN]	V pilastro[kN]	braccio[m]	M pilastro[kNm]	M trave[kNm]	$\Delta N$ pilastro[kN]
6	556,9	42,8	1,65	70,7	35,3	18,6
5	1172,7	90,2	1,65	148,8	109,8	76,33
4	1666,8	128,2	1,65	211,6	180,2	152,52
3	2039,2	156,9	1,65	258,8	235,2	218,50
2	2289,9	176,1	1,65	290,6	274,7	268,22
1	2404,5	185,0	1,32	244,1	267,4	285,16
1 piede			1,98	366,2		

La variazione di sforzo normale nei pilastri, provocata dal sisma, è stata calcolata a partire dai momenti flettenti calcolati per le travi. Valutando il taglio come  $V=2 M / l$  e considerando una luce  $l=3,80 m$ ; si ottiene, così, un valore dello sforzo normale che dovrà essere sommato o sottratto al valore previsto per carichi verticali.

L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti orizzontali del sisma potranno produrre incrementi di circa il 20% nei telai di estremità.

Tab. 21. Incremento per eccentricità

	ECCENTRICITA(+20%) pilastri perimetrali	
Vpilastro(+20%)	Mpilastro(20%)	M trave (20%)
51,41	84,8	42,4
108,25	178,6	131,7
153,86	253,9	216,2
188,23	310,6	282,2
211,38	348,8	329,7
221,95	293,0	320,9
	439,5	

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. Si è utilizzato un moltiplicatore pari a 1,5 tranne che al piede del primo impalcato.

Tab. 22. Incremento per gerarchia delle resistenze

Vpilastro(+20%)	Mpilastro(20%)	M trave (20%)
51,41	127,2	42,4
108,25	267,9	131,7
153,86	380,8	216,2
188,23	465,9	282,2
211,38	523,2	329,7
221,95	439,5	320,9
	439,5	

Le sollecitazioni trovate possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri. Il momento per carichi verticali (con sisma), facendo riferimento alla trave 112 campata P15-P21, è pari:

$$M=ql^2/10=170,8\text{kNm}$$

Per il momento dovuto all'azione sismica si considera i valori del momento  $M_{\text{trave}}$  includendo l'effetto dell'eccentricità. Quindi il momento massimo (totale) è pari a:

$$M_{\text{tot}}=320,9 \text{ kNm} +170,8 \text{ kNm}=491,7 \text{ kNm}$$

Considerando una base di 30cm e  $r=0,017$ , si può calcolare l'altezza utile come:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.017 \sqrt{\frac{491,7}{0.30}} = 0.688 \text{ m}$$

Utilizzeremo dunque una sezione per le travi emergenti pari a 30x70 che poi ridurremo all'ultimo impalcato (30x60).

Considerando i pilastri 21 e 1 troviamo i valori di  $N_{\text{max}}$  e  $N_{\text{min}}$ :

Tab. 23. Valori N massimi e minimi

impalcato	M pilastro	delta N	N pilastro 21	N pilastro 1	N(21)+delta N	N(1)-delta N
6	127,2	18,6	317,5	125,87	336,1	107,28
5	267,9	76,3	634,9	251,75	711,3	175,42
4	380,8	152,5	952,4	377,62	1104,9	225,10
3	465,9	218,5	1269,9	503,49	1488,4	284,99
2	523,2	268,2	1587,3	629,36	1855,5	361,14
1	439,5	285,2	1904,8	755,24	2190,0	470,07
	439,5					

Troviamo così le condizioni più gravose:

Tab. 24. Condizioni più gravose

Coppie M-N più gravose	M[kNm]	N[kN]
M, Nmin	523,2	470,07
M,Nmax	439,5	2190,0

I pilastri possono essere facilmente verificati utilizzando il dominio limite (Fig.10), Il massimo momento previsto, pari a circa 439,5 kNm accoppiato con sforzi che possono andare da 470,07 ai 2189,9 Kn richiede un armatura dai 6 $\Phi$ 20.

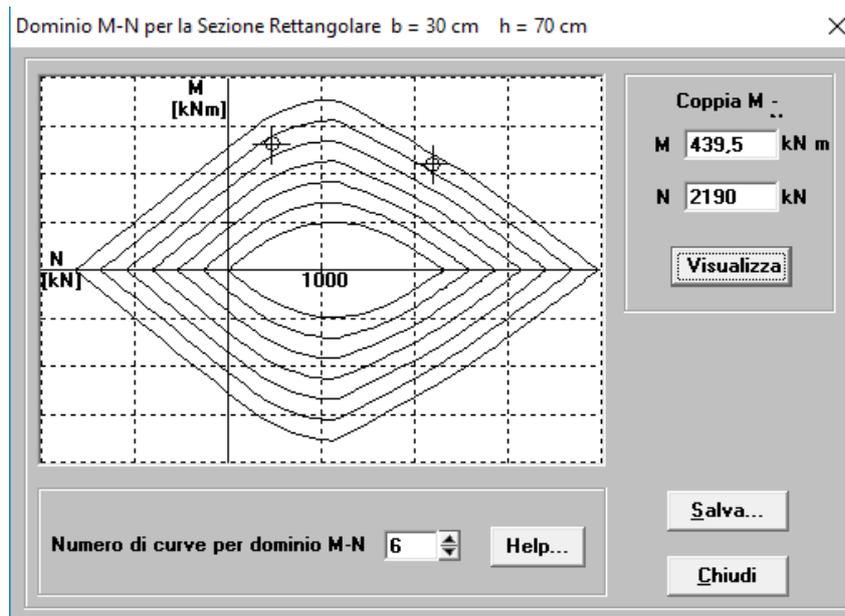


Fig. 10. Domini di resistenza dei pilastri

## 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 rigidità della fondazione. La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato, che non presenta particolari debolezze. Entrambe queste scelte vengono comunque confermate successivamente, dall'esame dei risultati del calcolo.

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

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

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

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

Sono stati risolti sei schemi base.

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

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

### 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 4 (16-17, 17-18) 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 del secondo impalcato sono pari a 190-200 kNm, con un valore massimo di 226 kNm, in linea con le previsioni. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a 110-130 kNm, con un massimo di 140 kNm.

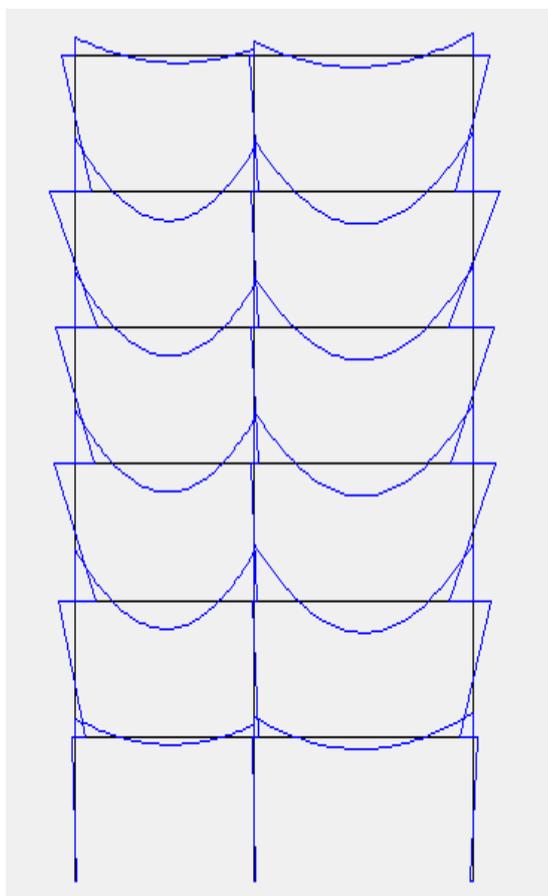
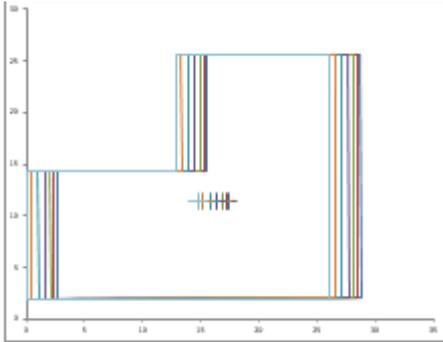
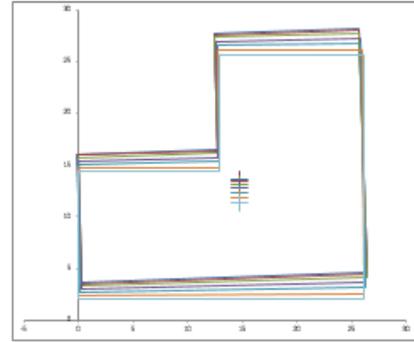


Fig. 11. Diagramma del momento flettente – telaio 4 (16...18), carichi verticali massimi

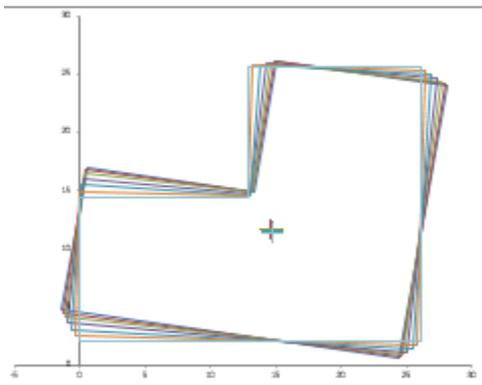
Per quanto riguarda l'effetto del sisma, valutato col centro di massa nella sua posizione nominale, si riportano nella figura che segue le deformate modali dell'edificio (viste dall'alto) con i relativi periodi.


**Modo da visualizzare**

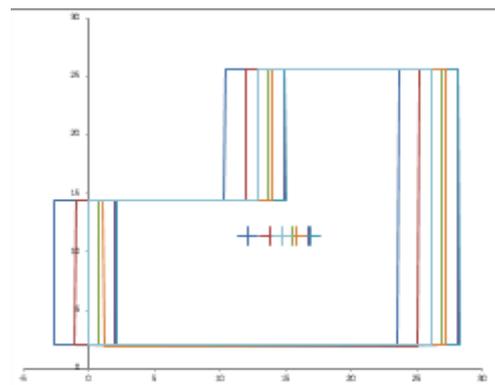
Modo	1
molt	1
T	0,942 s
Mas X	83,48%
Mas Y	0,00%


**Modo da visualizzare**

Modo	2
molt	1
T	0,788 s
Mas X	0,00%
Mas Y	82,91%


**Modo da visualizzare**

Modo	3
molt	1
T	0,702 s
Mas X	0,00%
Mas Y	2,16%


**Modo da visualizzare**

Modo	4
molt	1
T	0,304 s
Mas X	9,76%
Mas Y	0,00%

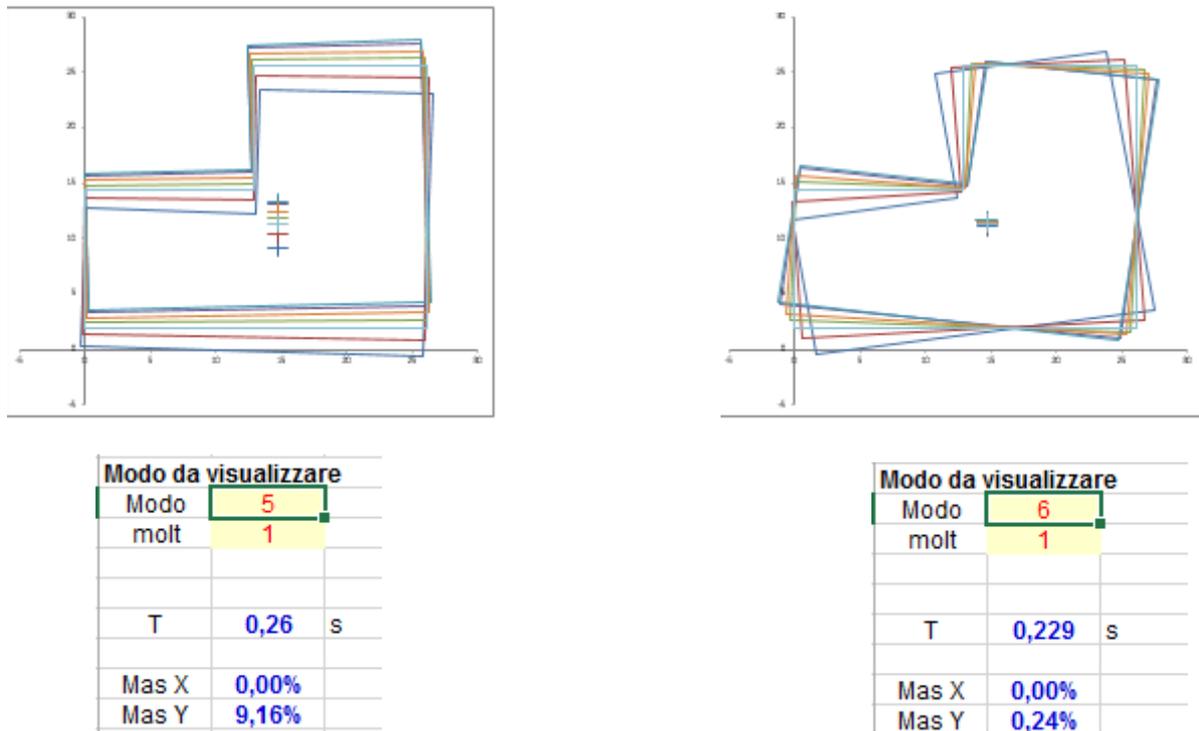


Fig. 12 Deformate modali (edificio visto dall'alto)

Nella seguente tabella sono indicati i periodi e le masse partecipanti per i primi 10 modi.

Tab. 25. Masse partecipanti

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,942	83,48%	0,00%
2	0,788	0,00%	82,91%
3	0,702	0,00%	2,16%
4	0,304	9,76%	0,00%
5	0,260	0,00%	9,16%
6	0,229	0,00%	0,24%
7	0,172	3,46%	0,00%
8	0,153	0,00%	2,86%
9	0,132	0,00%	0,09%
10	0,115	1,85%	0,00%

Oltre il periodo ottenuto nelle due direzioni con il calcolo delle rigidezze, è stato calcolato il periodo legato agli spostamenti ottenuti mediante analisi statica:  $T_x=0,945$  e  $T_y=0,785$ .

Il primo modo mostra solo traslazioni in direzione  $x$ , Il suo periodo (0.942 s) è di poco superiore rispetto a quello previsto (0.915 s) calcolato mediante rigidezze e praticamente uguale a quello calcolato conducendo un'analisi statica; Il secondo modo mostra traslazioni in direzione  $y$ , accoppiate con rotazioni decisamente trascurabili. Il suo periodo (0.788 s) è leggermente più piccolo di quello previsto (0.752 s) con il calcolo delle rigidezze, ma identico al periodo ottenuto conducendo un'analisi statica.. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione. Il suo periodo (0.702 s) è inferiore rispetto ai primi due, mostrando che la struttura ha una discreta rigidezze 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 precedente. 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. E' stato inoltre condotto, a titolo di completezza, un'analisi considerando il pilastro 24 ruotato: dalle deformate modali si nota che nel secondo modo si ha solo traslazioni in direzione  $y$  (vedere defmod pilastro ruotato).

Sono riportati nelle figure sottostanti gli involuppi degli spostamenti, per i diversi impalcati, combinando i contributi dei singoli modi.

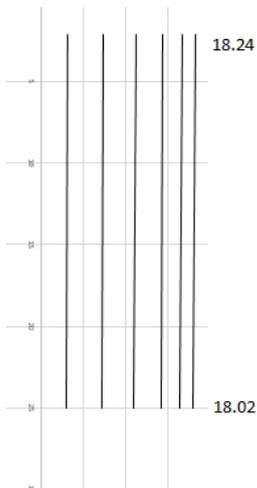


Fig. 13 involuppo spostamenti  $x$  sisma direzione  $x$

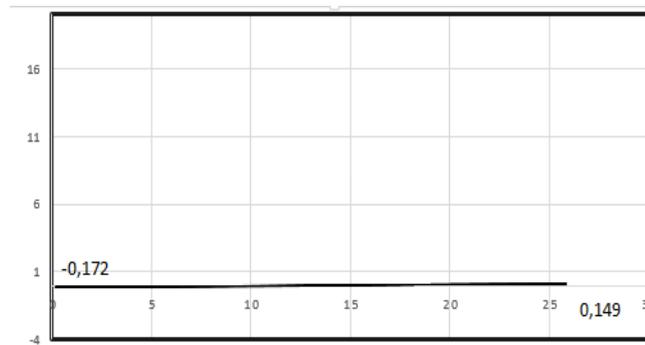


Fig. 14 involuppo spostamenti  $y$  sisma  $x$

Si può notare che gli spostamenti lungo  $x$  indotti dal sisma in direzione  $x$  sono uniformi in tale direzione. In direzione  $y$ , invece, si osserva la mancanza di spostamenti. L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in due telai ( $4x$  e  $7x$ ) per effetto del sisma in direzione  $x$ . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $x$ .

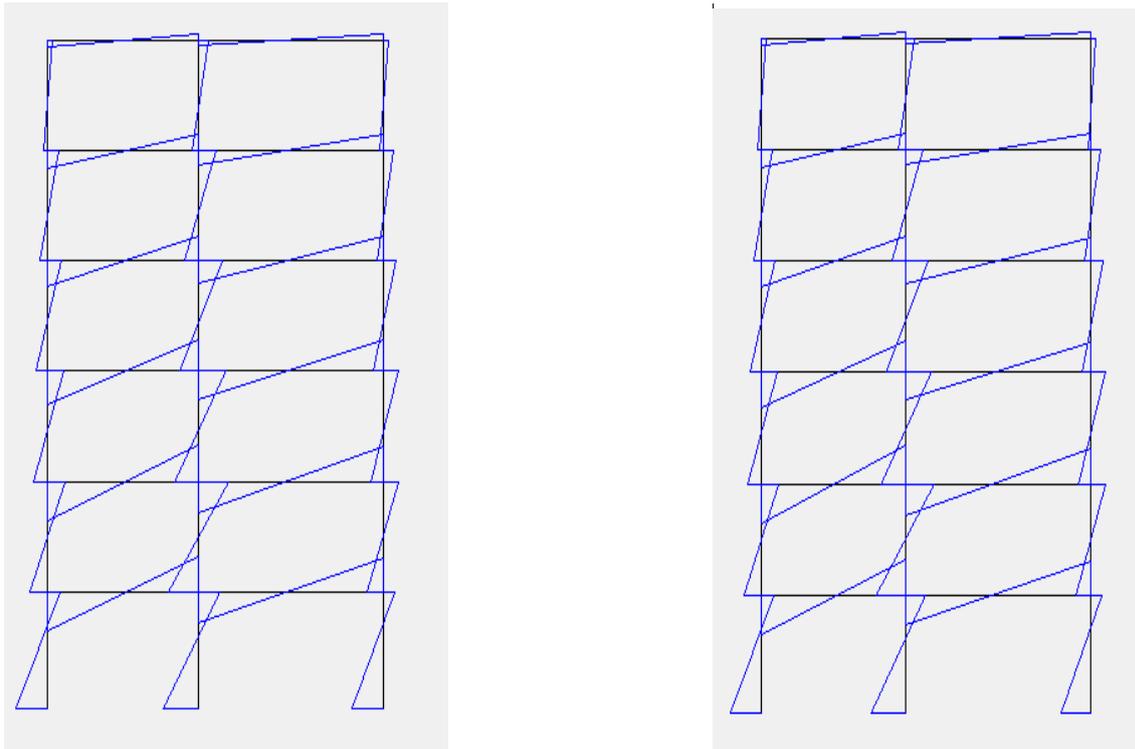


Fig.15 Diagramma dei momenti flettenti- schema di carico 3(telaio 4x e 7x)

Nella tabella che segue vengono riportati i confronti tra le previsioni dei momenti flettenti nei pilastri e nelle travi e quelli ottenuti tramite analisi statica e modale per effetto del sisma in direzione x, nei diversi piani

Tab. 26. Confronti momenti pilastri previsione e analisi statica e modale per sisma direzione x

	<b>Mpilastro sisma direzione x(kNm)</b>		
<b>impalcato</b>	<b>Mpil(PREVISIONE)</b>	<b>Mpilastro(Analisi statica)</b>	<b>Mpilastro analisi modale</b>
<b>6</b>	50,99	70,81	74,48
<b>5</b>	115,03	146,67	144,7
<b>4</b>	163,49	191,04	183,9
<b>3</b>	200,02	223,46	215,39
<b>2</b>	224,61	238,41	232,59
<b>1</b>	163,36	173,39	172,2
<b>1 piede</b>	245,04	(-)296,8	(-)291,9

Tab. 27. Confronti momenti travi previsione e analisi statica e modale per sisma direzione x

	M travi emergenti sisma direzione x (kNm)				
impalcato	M travi previsione	Msin trave(Analisi statica)	Mdex(Analisi statica)	Msin trave(Analisi modale)	Mdes trave(Analisi modale)
6	25,49	38,42	(-)39,19	40,1	40,6
5	83,01	106,65	(-)102,71	106,9	102,2
4	139,26	169,24	(-)159,73	162,91	154,8
3	181,75	223,5	(-)207,2	212,5	197,42
2	212,31	259,79	(-)241,96	248,9	231,9
1	193,99	252,35	(-)231,62	245,78	222,6

Come si può notare i valori ottenuti dal calcolo distano di poco da quelli previsti.

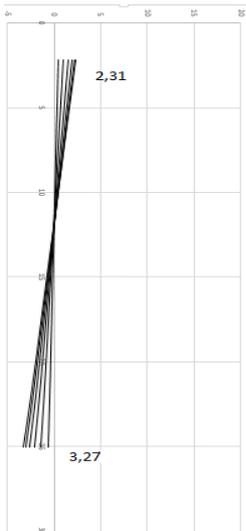


Fig. 16 involucro spostamenti x sisma direzione y

*rotazione un po' non eccessivi, ma non trascurabili*

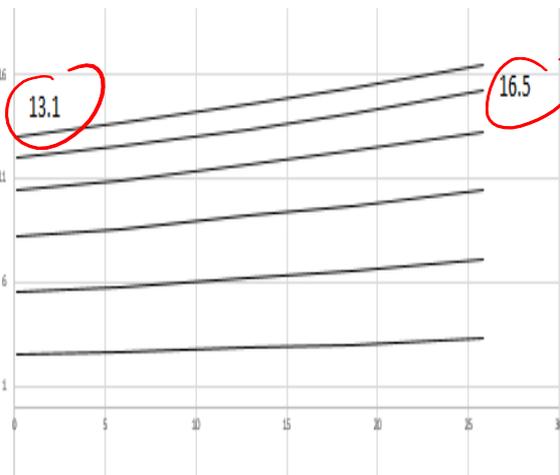


Fig. 17 involucro spostamenti y sisma y

Nel caso di sisma in direzione y si può notare che in direzione x si ha una leggera rotazione con spostamenti tra un'estremo e l'altro trascurabili., in direzione y, invece, gli spostamenti sono traslazionali compatibili con gli spostamenti previsti.

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in due telai (8y e 15y) per effetto del sisma in direzione y. L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione y.

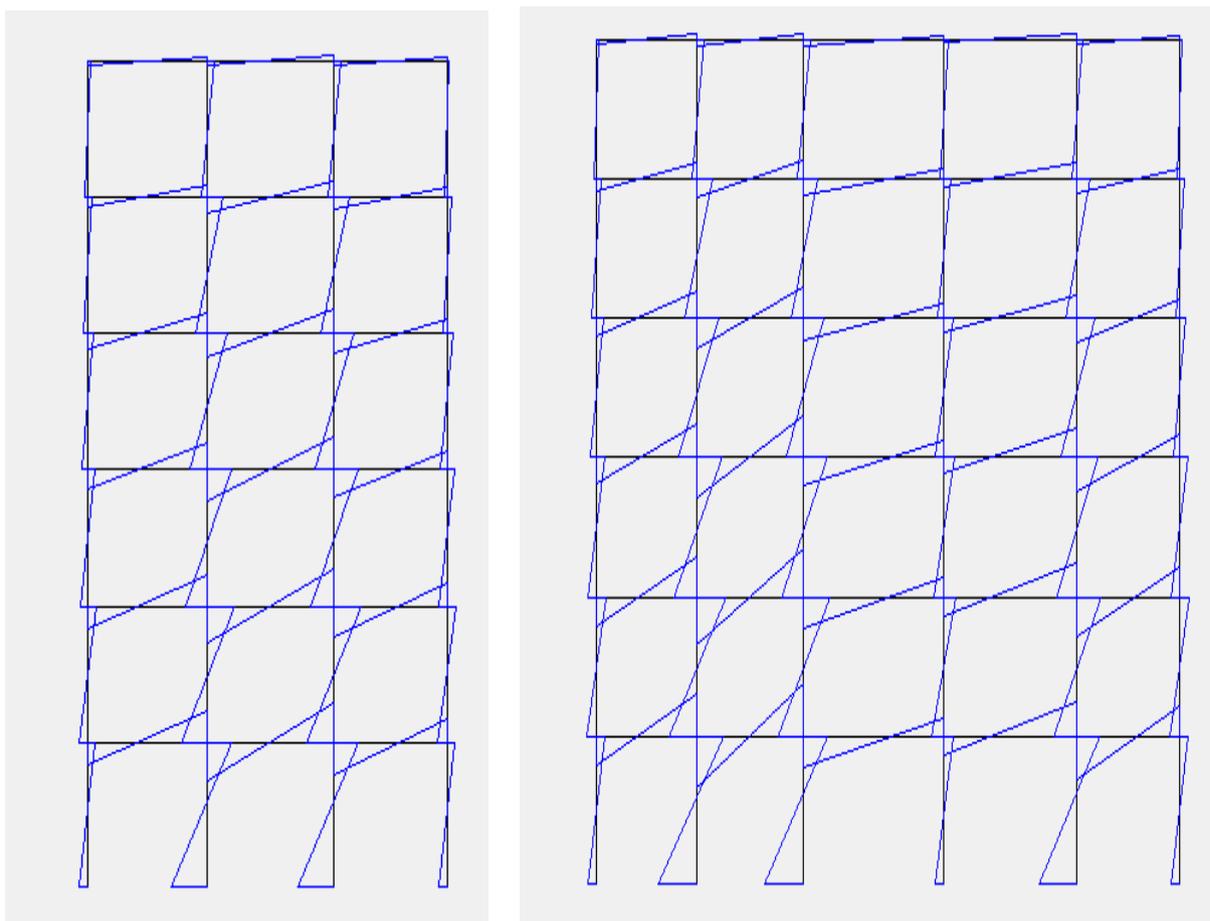


Fig.18 Diagramma dei momenti flettenti- schema di carico 4 (telaio 8y e 15y)

Nella tabella che segue vengono riportati i confronti tra le previsioni tra le previsioni dei momenti flettente nei pilastri e nelle travi e quelli ottenuti tramite analisi statica e modale per effetto del sisma in direzione y, nei diversi piani

Tab. 28. Confronti momenti pilastri previsione e analisi statica e modale per sisma direzione y

	<b>M pilastro sisma direzione y(KNm)</b>		
<b>impalcato</b>	<b>Mpil(PREVISIONE)</b>	<b>Mpilastro(Analisi statica)</b>	<b>Mpilastro analisi modale</b>
<b>6</b>	52,60	62,54	59,59
<b>5</b>	115,06	132,43	125,65
<b>4</b>	163,54	174,83	172,81
<b>3</b>	200,08	206,91	210,08
<b>2</b>	224,68	229,81	237,36
<b>1</b>	199,39	214,26	220,96
<b>1 piede</b>	299,08	(-)316,9	(-)326

Tab. 29. Confronti momenti travi previsione e analisi statica e modale per sisma direzione y

	M travi sisma direzione y(kNm)				
impalcato	M travi previsione	Msin trave( Analisi statica)	Mdex(Analisi statica)	Msin trave(Analisi modale)	Mdes trave(Analisi modale)
6	26,30	34,04	(-)33,97	33,1	31,6
5	83,83	93,25	(-)91,44	88,87	88,9
4	139,30	149,07	(-)147,48	146	147,68
3	181,81	194,04	(-)197,37	194,8	198,7
2	212,38	230,03	(-)234,68	233,7	238,35
1	212,03	244,69	(-)251,85	251,4	258,8

Come si può notare i valori ottenuti dal calcolo distano di poco da quelli previsti.

### Effetto dell'eccentricità accidentale

Si è tenuto conto dell'eccentricità accidentale applicando a ciascun impalcato della struttura coppie torsionali pari al prodotto tra le forze valutate per analisi statica ed eccentricità. Le forze sono state calcolate utilizzando i valori delle masse corrette e come periodo quello legato agli spostamenti ottenuti mediante analisi statica:  $T_x=0,945$  e  $T_y=0,785$ .

Le forze e le coppie corrispondenti sono riportati in tabella.

Tab. 30. Forze e coppie per eccentricità

piano	forze in direzione x(kN)	ea(m)	Coppie M per sisma x (kNm)
6	430,97	1,38	594,73
5	476,48	1,38	657,54
4	382,33	1,38	527,61
3	288,17	1,38	397,68
2	194,02	1,38	267,74
1	88,63	1,38	122,31
piano	forze in direzione y(kN)	ea(m)	Coppie M per sisma y (kNm)
6	523,79	1,4	733,3
5	579,11	1,4	810,7
4	464,67	1,4	650,5
3	350,24	1,4	490,3
2	235,80	1,4	330,1
1	107,72	1,4	150,8

In termini di spostamenti l'eccentricità provoca incrementi massimi dei telai in direzione x (per sisma in direzione x) e di telai in direzione y per (sisma in direzione y) molto contenuti.

*sulle statiche utili immagini per vedere l'effetto.  
(spostamenti)*

### Combinazione degli schemi base

I risultati degli schemi base sono stati combinati per ottenere le massime caratteristiche di sollecitazione. A titolo di esempio si mostrano i risultati degli schemi base per il telaio 12 primo impalcato.

*andà qui come sopra*

Tab. 31 a. Telaio 12-impalcato 1, risultati degli schemi base e loro combinazione.

	5	10	10	15	15	21
q max	-45,933	-73,105	-98,245	-84,006	-147,154	-146,70
q min	-29,797	-48,448	-63,679	-55,879	-96,912	-96,184
Fx	2,448	-3,488	4,394	-4,545	2,53	-1,37
Fy	145,621	-203,832	251,385	-258,82	153,05	-85,792
Fx ey	13,477	-18,823	23,146	-23,814	14,211	-7,999
Fy ex	16,619	-23,212	28,542	-29,366	17,523	-9,864
sisma x	15,925	-22,311	27,54	-28,359	16,741	-9,369
sisma y	162,24	-227,044	279,927	-288,186	170,573	-95,656
y+0.3x	167,0175	-233,7373	288,189	-296,6937	175,5953	-98,4667
q+F	137,2205	-282,1853	224,51	-352,5727	78,6833	-194,651
q-F	-196,8145	185,2893	-351,868	240,8147	-272,5073	2,2827

Tab. 31 b. Telaio 12-impalcato 1, risultati degli schemi base e loro combinazione.

	21	24	24	27
q max	21	24	24	27
q min	-133,63	-138,824	-80,096	-50,225
Fx	-88,786	-89,467	-54,224	-31,79
Fy	1,497	-2,806	3,784	-2,479
Fx ey	90,911	-166,569	215,013	-145,124
Fy ex	8,44	-15,425	19,773	-13,399
sisma x	10,407	-19,021	24,383	-16,523
sisma y	9,937	-18,231	23,557	-15,878
y+0.3x	101,318	-185,59	239,396	-161,647
q+F	104,2991	-191,0593	246,4631	-166,4104
q-F	15,5131	-280,5263	192,2391	-198,2004
	-193,0851	101,5923	-300,6871	134,6204

Poiché lo schema 3 e 5 inducono nel telaio in esami spostamenti positivi (a tutti i piani), l'effetto complessivo del sisma x è stato ottenuto sommando i risultati di questi due schemi, con il loro segno. Stesso discorso vale per la determinazione dell'effetto complessivo del sisma y. Per quanto riguarda l'accoppiamento delle componenti x e y, è riportato solo l'effetto del sisma prevalente in y (ovvero y+0.3 di sisma x), essendo ovviamente il più gravoso.

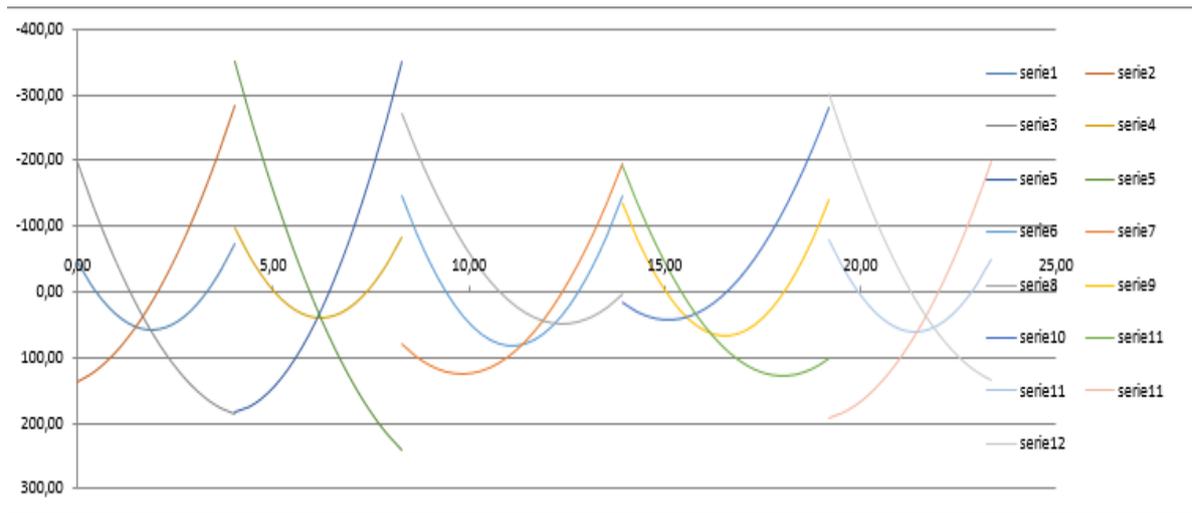


Fig. 19. Telaio 12 –impalcato 1, diagramma del momento flettente

## Esame delle armature

### Travi armatura a flessione

Le caratteristiche della sollecitazione, ottenute precedentemente, sono state utilizzate per progettare l'armatura a flessione. Il calcolo delle armature delle travi è stato effettuato per tutte le travi di ogni impalcato. A titolo di esempio si riportano i risultati relativi al primo impalcato del telaio 12 (trave 112). Utilizzeremo inoltre i momenti a filo pilastro che sono minori dei valori in asse.

La quantità di armatura tesa necessaria superiormente ed inferiormente, rispettivamente per il momento flettente negativo e positivo, è stata calcolata con la seguente relazione:

$$A_s = M_{Ed} / 0,9 d f_{yd}$$

Nella quale  $M_{Ed}$  è il momento a filo pilastro.

Tab. 32 a. Telaio 12-impalcato 1, momenti massimi a filo pilastro ed armature.

	5	10	10	15	15	21
M-max	-139,1	-221,2	-277,0	-279,0	-220,2	-142,4
M+max	125,4	176,7	203,0	218,0	96,9	20,4
As,sup	5,98	9,52	11,92	12,00	9,47	6,13
As,inf	5,39	7,60	8,73	9,38	4,17	0,88
barre sup.	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
		3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	
barre inf.	3Φ16	3Φ16+2Φ16	3Φ16+2Φ16	3Φ16+2Φ16	3Φ16+2Φ16	3Φ16
MRd- (kNm)	-145,97	-286,10	-286,10	-286,10	-286,10	-145,97
MRd+ (kNm)	140,13	233,55	233,55	233,55	233,55	140,13

Tab. 32 b. Telaio 12-impalcato 1, momenti massimi a filo pilastro ed armature.

	21	24	24	27
M-max	-140,6	-248,2	-238,6	-172,6
M+max	28,9	110,3	184,4	130,2
As,sup	6,05	10,68	10,26	7,43
As,inf	1,24	4,75	7,93	5,60
barre sup.	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
		3Φ16	3Φ16	3Φ16
barre inf.	3Φ16	3Φ16+1Φ16	3Φ16+1Φ16	3Φ16
MRd- (kNm)	-145,97	-286,10	-286,10	-192,68
MRd+ (kNm)	140,13	186,84	186,84	140,13

Sulla base delle aree di ferro necessarie si è deciso di disporre nelle campate un'armatura filante di 2Φ20 superiori e 3Φ16 inferiori, sovrapposti in mezzera. A questi vanno aggiunti monconi inferiori (2Φ16 e 1Φ16 a seconda dell'appoggio) e superiori (3Φ16 e 1Φ16 a seconda dell'appoggio). Sono state effettuate tutte le verifiche imposte dalla normativa:

<b>Verifiche</b>		5	10	10	15	15	21
As, sup		6,28	12,31	12,31	12,31	12,31	6,28
As, inf		6,03	10,05	10,05	10,05	10,05	6,03
As,dis > As,nec (inf)		SI	SI	SI	SI	SI	SI
As,dis > As,nec (sup)		SI	SI	SI	SI	SI	SI
5,6<As<As,comp+14		SI	SI	SI	SI	SI	SI
		SI	SI	SI	SI	SI	SI
almeno 2□14		SI	SI	SI	SI	SI	SI
		SI	SI	SI	SI	SI	SI
As,comp almeno 50% As		SI	SI	SI	SI	SI	SI

<b>Verifiche</b>		21	24	24	27
As, sup		6,28	12,31	12,31	8,29
As, inf		6,03	8,04	8,04	8,04
As,dis > As,nec (inf)		SI	SI	SI	SI
As,dis > As,nec (sup)		SI	SI	SI	SI
5,6<As<As,comp+14		SI	SI	SI	SI
		SI	SI	SI	SI
almeno 2Φ14		SI	SI	SI	SI
		SI	SI	SI	SI
As,comp almeno 50% As		SI	SI	SI	SI

Tab. 33 Telaio 12-impalcato, verifiche NTC 2008.

### Travi: armatura a taglio

Il taglio con cui verificare le sezioni e definire le staffe deve essere calcolato a partire dalla resistenza a flessione degli estremi delle travi. Infatti il massimo taglio, in valore assoluto, provocato da sisma è dato da:

$$V_{s,max} = \max(M_1^+ + |M_2^-|; |M_1^-| + M_2^+) / l$$

Bisogna sommare a questo il valore  $(g_k + \psi_2 q_k) l / 2$ . La somma così ottenuta sarà utilizzata per verificare ed armare le sezioni di estremità, mentre il valore  $V_{s,max}$  è indicativo di ciò che accade al centro della campata, perché rappresenta il valore minimo che si avrà comunque, anche quando si annulla l'effetto dei carichi verticali.

Tab. 34 valori Taglio max.

	5	10	10	15	15	21
M-Rd	-145,97	-286,10	-286,10	-286,10	-286,10	-145,97
M+Rd	140,13	233,55	233,55	233,55	233,55	140,13
l netta	3,33		3,55		4,93	
sisma + e -	-153,59	136,76	-175,65	175,65	-92,38	103,75
Vsism	153,59		175,65		103,75	
q lnet/2	63,50		67,70		94,02	
Vmax	217,10		243,35		197,76	

	21	24	24	27
M-Rd	-145,97	-286,10	-286,10	-192,68
M+Rd	140,13	186,84	186,84	140,13
l netta	4,73		3,61	
sisma + e -	-108,17	84,46	-125,99	141,49
Vsism	108,17		141,49	
q lnet/2	90,17		68,93	
Vmax	198,34		210,43	

Per verificare la sezione e definire l'armatura a taglio si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili staffature per la trave emergente 30x 70, con due braccia:

Tab. 35 Taglio resistente per calcestruzzo ed armature.

	cotθ	Vrcd			Vrsd		
			φ8/8,4	φ8/10	φ8/15	φ8/20	φ8/25
30x70	1	631,2735	276,705	232,4322	154,9548	116,2161	92,97288
30x70	2	505,018	543,41	464,864	309,91	232,432	185,946

Per rispetto della normativa si è deciso di porre in zona critica un passo di 8.4 cm; quindi per la zona critica andremo a mettere staffe  $\Phi$  8/8,4 (zona critica che ha lunghezza 1,5x 70cm). Nella zona non critica si è deciso di metter, assumendo  $\cot\theta = 2$ ,  $\Phi$  8/20 per tutte le campate ad eccezione della campata 10-15 in cui vengono poste staffe  $\Phi$  8/15. Sono state aggiunte infine, fuori calcolo, 2 coppie di ferri di parete (dato che trave alta 70 cm) al fine di assorbire sollecitazioni di trazione e limitare le fessurazioni.

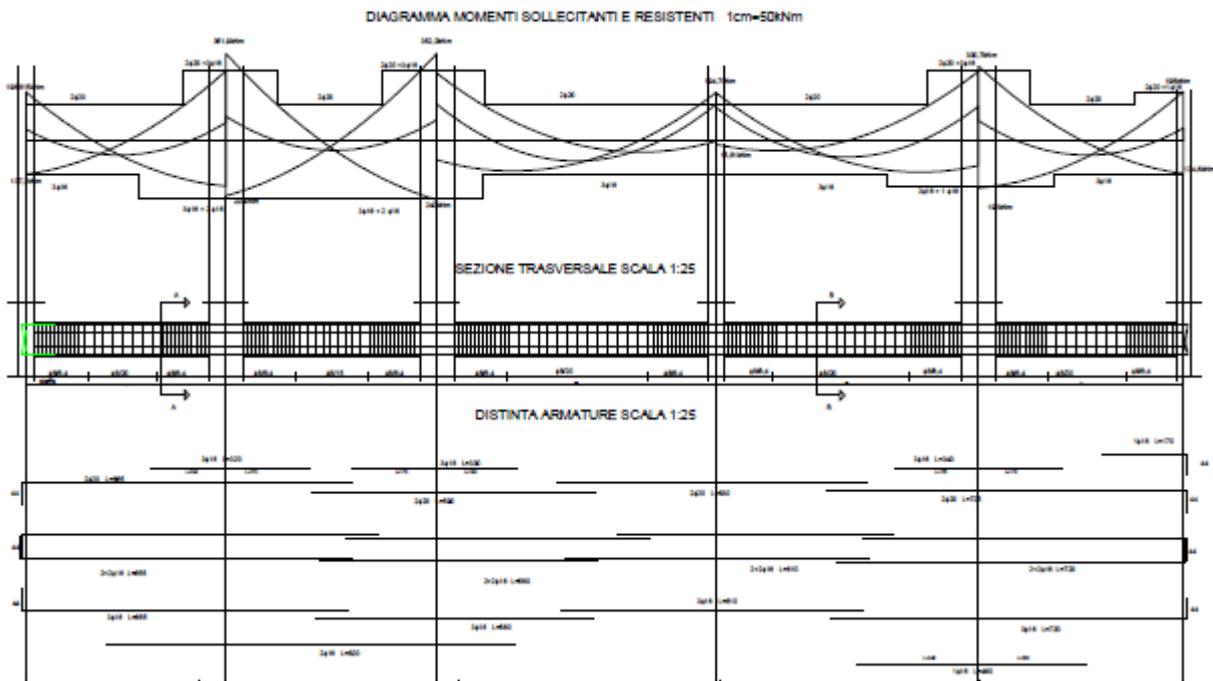


Fig. 20 Armatura nella trave del telaio 12

### Pilastri: armatura a pressoflessione

Nella parte relativa alle travi sono stati riportati e commentati i valori ottenuti nella trave 112 combinando gli schemi base. Lo stesso criterio si segue per i pilastri; l'unica particolarità è che per le travi si può quasi sempre dire a priori quale sia la direzione di sisma prevalente più gravosa, mentre per i pilastri è in generale necessario esaminarle entrambe. A titolo di esempio si riportano i valori complessivi ottenuti per il pilastro 10. I valori ottenuti sono riferiti al filo trave. Nel caso della sezione al piede del primo ordine si fa riferimento alla sezione di incastro. In realtà di tutti questi valori servono sicuramente quelli per la testa del pilastro del 6° ordine, quelli al piede del 1° ordine ed i valori dello sforzo normale. Gli altri valori del momento flettente saranno in genere sostituiti da quelli determinati mediante il criterio della gerarchia delle resistenze.

Tab. 36 Pilastro 10, combinazione dei risultati schemi base(valori a filo trave)

piano		My testa(kNm)	Mx testa(kNm)	My piede(kNm)	Mx piede (kNm)	N(kN)
6	qmin+sismaprev.x	43,572	-43,210	-27,437	42,234	-257,648
	qmin-sisma prev.x	26,697	1,725	-18,919	6,537	-251,475
	qmin+sisma prev.y	38,473	35,233	-24,768	-19,219	-257,120
	qmin-sisma prev.y	31,796	-76,718	-21,587	67,989	-252,002
5	qmin+sisma prev.x	30,710	-88,196	-26,267	73,100	-494,487
	qmin-sisma prev.x	5,655	8,675	-14,081	-3,421	-474,873
	qmin+sisma prev.y	23,217	84,738	-22,524	-63,378	-474,479
	qmin-sisma prev.y	13,148	-164,259	-17,823	133,057	-494,881
4	qmin+sisma prev.x	37,523	35,634	-31,217	-29,444	-738,740
	qmin-sisma prev.x	5,225	-95,944	-10,886	86,184	-695,554
	qmin+sisma prev.y	27,942	139,873	-25,085	-120,381	-689,845
	qmin-sisma prev.y	14,806	-200,183	-17,019	177,121	-744,449
3	qmin+sisma prev.x	38,127	53,233	-33,580	-50,033	-988,238

	qmin-sisma prev.x	2,428	-105,497	-6,041	97,001	-913,612
	qmin+sisma prev.y	27,532	179,468	-25,379	-167,149	-899,533
	qmin-sisma prev.y	13,023	-231,732	-14,241	214,117	-1002,317
2	qmin+sisma prev.x	38,646	71,701	-40,838	-78,766	-1241,117
	qmin-sisma prev.x	3,809	-105,917	-6,721	97,406	-1131,121
	qmin+sisma prev.y	28,329	213,348	-30,392	-219,350	-1105,272
	qmin-sisma prev.y	14,126	-247,564	-17,167	237,990	-1266,966
1	qmin+sisma prev.x	28,002	76,292	-51,376	-125,053	-1468,974
	qmin-sisma prev.x	5,690	-82,468	36,683	126,970	-1317,030
	qmin+sisma prev.y	21,960	199,975	-26,195	-322,705	-1274,263
	qmin-sisma prev.y	11,732	-206,151	11,502	324,622	-1511,741

Per applicare il criterio delle resistenze occorrono i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono in ciascun nodo che sono riportati nella tabella seguente.

Tab. 37 Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 10(kNm)

piano		direzione x				direzione y			
		sin	des	$\Sigma M$	rip	sin	des	$\Sigma M$	rip
5	M-Rd	-53,08	0	53,1	0,32	-145,967	-145,967	286,0961	0,3
	M+Rd	50,96	0		0,68	140,1287	140,1287		0,68
4	M-Rd	-70,06	0	70,1	0,41	-239,387	-239,387	379,5153	0,41
	M+Rd	50,96	0		0,59	140,1287	140,1287		0,59
3	M-Rd	-70,06	0	70,1	0,45	-286,096	-286,096	472,9344	0,45
	M+Rd	50,96	0		0,55	186,8383	186,8383		0,55
2	M-Rd	-70,06	0	101,9	0,47	-286,096	-286,096	472,9344	0,47
	M+Rd	50,96	0		0,53	186,8383	186,8383		0,53
1	M-Rd	-70,06	0	70,1	0,50	-286,096	-286,096	519,644	0,5
	M+Rd	50,96	0		0,50	233,5479	233,5479		0,5

Dai valori riportati si può calcolare il momento massimo resistente che può essere trasmesso dalle travi a ciascun nodo, sommando in valore assoluto il momento positivo dell'una con il momento negativo dell'altra. La somma così ottenuta deve essere moltiplicata per  $\gamma_{Rd} = 1,3$  e ripartita tra il pilastro di sopra e quella al di sotto del nodo. Si è tenuto conto inoltre della variazione del taglio di piano lungo l'altezza; nella ripartizione si sono utilizzati i coefficienti indicati nella tabella precedente.

La tabella che segue riporta i valori da utilizzare per verificare a pressoflessione deviata il pilastro 10 o per progettare l'armatura. Per semplicità si fa riferimento in maniera unitaria alle sezioni in testa e al piede di ciascun ordine (tranne che per il primo) riportando i valori peggiori. La tabella contiene due serie di valori. I primi (colonna 2,3,4) si riferiscono a quanto accade per sisma prevalente in direzione x. Il momento  $M_y$  è fornito dalla gerarchia delle resistenze; per il momento  $M_x$  si è preso il maggiore tra il valore fornito dal calcolo in corrispondenza di  $M_y$  ed il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze nell'altro piano. Come sforzo normale si è indicata la fascia di valori entro cui varia N per questa direzione del sisma (forniti dal calcolo). La seconda serie di valori (5,6,7, colonne) si riferisce a quanto accade per sisma prevalente in direzione y. Questa volta è  $M_x$  ad essere fornito dalla gerarchia delle resistenze, mentre  $M_y$  è il maggiore tra il valore fornito dal calcolo in corrispondenza di  $M_x$  massimo ed il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze nell'altro piano. In tabella sono riportati con il carattere normale i valori ottenuti dal calcolo ed in carattere diverso i valori corrispondenti alla gerarchia delle resistenze.

Tab. 38 Pilastro 10, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

		lungo x				lungo y			
piano	My(kNm)	Mx(kNm)	N(kN)		My(kNm)	Mx(kNm)	N(kN)		
6	22,22	43,21	251,47	257,65	38,47	119,76	252,00	257,12	
5	46,78	88,20	474,87	494,49	23,22	252,17	494,88	474,48	
4	53,47	86,88	695,55	738,74	27,94	289,61	744,45	689,84	
3	50,12	101,49	913,61	988,24	27,53	338,30	1002,32	899,53	
2	70,08	97,56	1131,12	1241,12	30,39	325,21	1266,97	1105,27	
1 testa	45,54	101,33	1317,03	1468,97	21,96	337,77	1511,74	1274,26	
1 piede	51,38	126,97			26,20	324,62			

Le armature sono state definite in base a questi valori.

Detta  $A_c$  l'area della sezione del calcestruzzo,  $h$  la sua altezza e  $c$  il copriferro, si definiscono le seguenti 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 ed il massimo momento flettente che può essere portato dalla sezione di calcestruzzo in assenza di armature. Per un assegnato valore dello sforzo normale  $N_{Ed}$  la sezione di calcestruzzo può portare un momento  $M_{c(N)}$  pari :

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

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

$$A_s = (M_{Ed} - M_{c(N)}) / (h - 2c) f_{cd}$$

Tab. 39 Pilastro 10, valori di  $N_{c,max}$  e  $M_{c,max}$  per sezioni 30x70 e 30x60

$N_{c,max}$	2975,7	KN	per sezione 30x70	
$M_{cx,max}$	250	KNm		
$M_{cy,max}$	107,1	KNm		
$N_{c,max}$	2550	KN	per sezione 30x60	
$M_{cx,max}$	183,6	KNm		
$M_{cy,max}$	91,8	KNm		

Tab. 40 Pilastro 10, valori di armatura di calcolo e di quella disposta

$M_{cx}(kNm)$	$M_{cy}(kNm)$	As nec lato corto	As nec lato lungo	A disposta lato corto	A disposta lato lungo	Amin	Atot	Verifica
67,82	33,85	2,6	-1,4	6,28	10,3	18	20,6	SI
143,23	59,38	4,5	-1,5	8,29	10,3	21	24,6	SI
192,69	78,91	4,0	-3,0	8,29	10,3	21	24,6	SI
227,76	93,19	4,6	-5,0	8,29	10,3	21	24,6	SI
246,81	102,46	3,2	-3,8	9,42	10,3	21	26,9	SI
249,15	106,45	3,7	-7,1	9,42	10,3	21	26,9	SI

Nella tabella precedente sono riportati i valori di armatura ottenuti dal calcolo e di quelle disposte. La normativa impone che  $1\% A_c < A_s < 2\% A_c$  e questo è sempre soddisfatto. Si è dunque deciso di disporre al 6° ordine (sezione 30x60) 2Φ20 (tot  $A_s=6,28 \text{ cm}^2$  lungo il lato corto) e aggiungere 2Φ16 sul lato lungo che con i 2Φ20 di spigolo si raggiunge  $A_s= 10,3 \text{ cm}^2$  così da arrivare a un tot di armatura inserita pari a  $20,6 \text{ cm}^2$  superiore ai  $18 \text{ cm}^2$  (1% della sezione 30x60). Dal 5° al 3° ordine si è deciso di disporre 2Φ20+1 Φ16 lungo il lato corto (tot  $A_s=8,29 \text{ cm}^2$  lungo il lato corto) e aggiungere 2Φ16 sul lato lungo che con i 2Φ20 di spigolo raggiunge  $A_s= 10,3 \text{ cm}^2$  così da arrivare a un tot  $24,6 \text{ cm}^2$  superiore ai  $21 \text{ cm}^2$  (1% della sezione 30x70). Si è deciso inoltre di aumentare leggermente le armature ai primi due ordini anche per un confronto “a occhio” con le armature delle travi. Dunque ai primi due impalcati si dispone 3 Φ20 sul lato corto (tot  $A_s=9,42 \text{ cm}^2$  lungo il lato corto) e si aggiunge 2Φ16 sul lato lungo che con i 2Φ20 di spigolo raggiunge  $A_s= 10,3 \text{ cm}^2$  così da arrivare a un tot  $26,9 \text{ cm}^2$  superiore ai  $21 \text{ cm}^2$  (1% della sezione 30x70).

A questo punto vengono effettuate le verifiche a pressoflessione deviata.

Il momento resistente corrispondente all’armatura disposta può essere valutato invertendo le relazioni precedenti, ma si utilizza la seguente relazione:

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

nella quale:

$$N_{s,max} = 2 A_s f_{yd}$$

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

$$m = 1 + 1 / (1 + 2 N_{s,max} / N_{c,max})$$

Dunque per ciascuna terna di valori  $M_{x,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $N_{Ed}$  dovuti al calcolo della gerarchia delle resistenze, occorre determinare innanzitutto il momento resistente a flessione retta corrispondente al valore di  $N_{Ed}$  e infine controllare che

$$(M_{x,Ed} / M_{x,Rd})^{1,5} + (M_{y,Ed} / M_{y,Rd}) \leq 1$$

Nella tabella che segue sono effettuati tutti i calcoli per flessione lungo il lato lungo e lungo il lato corto e le relative verifiche effettuate. Si è preferito tenere conto di eventuale armatura secondaria.

Tab. 41 Flessione lungo il lato lungo

As disposta lato corto (cm <sup>2</sup> )	Asec (cm <sup>2</sup> )	Ns,max (kN)	m	Msy,max (kNm)	Msx,max (kNm)
6,28	2,0096	648,74	1,66	60,98	144,14
8,29	2,0096	806,05	1,65	78,29	220,62
8,29	2,0096	806,05	1,65	78,29	220,62
8,29	2,0096	806,05	1,65	78,29	220,62
9,42	2,0096	894,48	1,62	88,01	248,04
9,42	2,0096	894,48	1,62	88,01	248,04

My (kNm)	Mx (kNm)	N (kN)	My,rd (kNm)	Mx,rd (kNm)		Verifica <1
22,22	43,21	251,47	105,7	217,5	0,29	SI
46,78	88,20	474,87	139,9	355,0	0,55	SI
53,47	86,88	695,55	155,9	395,7	0,47	SI
50,12	101,49	913,61	168,9	428,8	0,51	SI
70,08	97,56	1131,12	188,2	480,4	0,43	SI
45,54	101,33	1317,03	193,7	494,5	0,41	SI

Tab. 42 Flessione lungo il lato corto

As disposta lato lungo(cm <sup>2</sup> )	Asec(cm <sup>2</sup> )	Ns,max(kN)	m	Ms,max(kNm)	Msx,max(kNm)
10,3	4,0192	1120,62	1,53	102,51	242,29
10,3	4,0192	1120,62	1,57	102,51	288,89
10,3	4,0192	1120,62	1,57	102,51	288,89
10,3	4,0192	1120,62	1,57	102,51	288,89
10,3	4,0192	1120,62	1,57	102,51	288,89
10,3	4,0192	1120,62	1,57	102,51	288,89

My(kNm)	Mx(kNm)	N(kN)	My,rd(kNm)	Mx,rd (kNm)		Verifica<1
38,47	119,76	252,00	143,9	315,4	0,37	SI
23,22	252,17	494,88	166,3	427,6	0,50	SI
27,94	289,61	744,45	183,1	470,6	0,54	SI
27,53	338,30	1002,32	197,0	506,4	0,60	SI
30,39	325,21	1266,97	206,9	531,8	0,53	SI
21,96	337,77	1511,74	208,6	536,4	0,53	SI

Si può constatare che le verifiche avrebbero avuto esito positivo anche trascurando l'armatura secondaria.

Lo stesso procedimento viene ripetuto per tutti i pilastri. Si è così arrivati a determinare l'armatura di ogni pilastro come riportato nella tabella seguente:

ORDINE		VI	V	IV	III	II	I	della fondazione
pilastro	sezione	armatura						
1	70x30	A	B	B	B	C	C	C
2	70x30	A	B	B	C	C	C	C
3	70x30	A	B	B	C	C	C	C
4	70x30	A	B	B	C	C	C	C
5	70x30	A	B	B	B	C	C	C
6	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
7	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
8	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
9	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
10	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
11	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
12	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
13	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
14	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
15	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
16	70x30	A	B	B	B	C	C	C
17	70x30	A	B	B	B	C	C	C
18	70x30	D	A3	A3	A3	A4	A4	A4
19	70x30	D	A3	A3	A3	A4	A4	A4
20	70x30	D	A3	A3	A3	A4	A4	A4
21	70x30	D	A3	A3	A3	A4	A4	A4
22	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
23	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
24	30x70	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
25	70x30	A	B	B	B	C	C	C
26	70x30	A	A1	A1	A1	A2	A2	A2
27	70x30	A	B	B	B	C	C	C

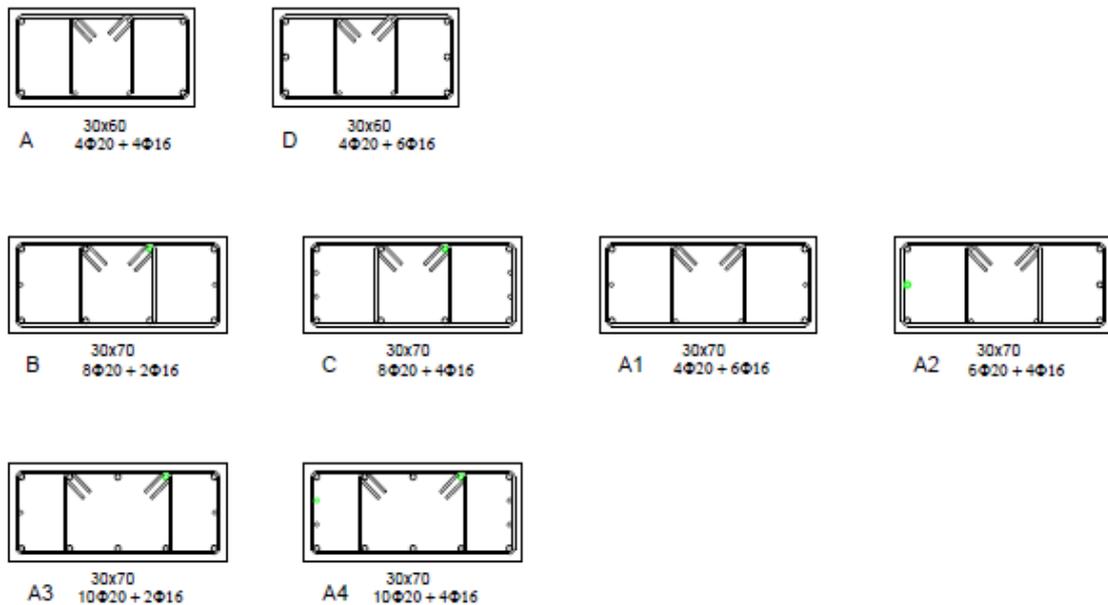


Fig. 20 Tabella dei pilastri e relative sezioni

Si può notare che i pilastri 18,19,20,21 sono pilastri di piatto lungo la direzione verticale e inoltre sono collegati mediante travi emergenti a pilastri di coltello e quindi richiedono sul lato lungo una forte armatura infatti si arriva ai 5  $\Phi 20$ , ad alcuni piani inoltre questa armatura non è più sufficiente a garantire la gerarchia delle resistenze, ma si è scelto di non aumentarla ulteriormente perché questi pilastri, rispetto al loro lato deformabile, possono essere considerati secondari, e quindi non soggetti alla gerarchia delle resistenze.

### Pilastri: armatura a taglio

I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio utilizzato per le travi. La resistenza al taglio della sezione del pilastro è notevolmente elevata (tabella seguente), anche disponendo le armature previste dalla normativa. Anche nel pilastro 10, il taglio nel piano di maggiore rigidità non raggiunge i 300 kN.

Tab. 43 Resistenza al taglio del pilastro, per  $N=0$ 

Resistenza al taglio del pilastro per $N=0$			Resistenza al taglio del pilastro per $N=0$		
sezione 30x70			sezione 70x30		
staffe	cot $\theta$	Vrd(kN)	staffe	cot $\theta$	Vrd(kN)
$\phi 8/8.4$ 4 br	1,89	522,3	$\phi 8/8.4$ 4 br	2,08	453,3
$\phi 8/10$ 4 br	2,11	489,3	$\phi 8/10$ 4 br	2,31	423,1
$\phi 8/15$ 4 br	2,5	387,4	$\phi 8/15$ 4 br	2,5	305,2
Resistenza al taglio del pilastro per $N=0$			Resistenza al taglio del pilastro per $N=0$		
sezione 30x60			sezione 60x30		
staffe	cot $\theta$	Vrd(kN)	staffe	cot $\theta$	Vrd(kN)
$\phi 8/8.4$ 4 br	1,9	453,6	$\phi 8/8.4$ 4 br	1,9	421,2
$\phi 8/10$ 4 br	2,2	424,6	$\phi 8/10$ 4 br	2,2	394,3
$\phi 8/15$ 4 br	2,5	330,3	$\phi 8/15$ 4 br	2,5	305,2

Dal valore dei momenti resistenti delle armature disposte e della lunghezza netta del pilastro e da un  $\gamma_{rd}=1,3$ (classe di duttilità A) si ottiene il taglio sollecitante:

$$V_{Ed}=\gamma_{Rd}(M_{Rd}^{sup}+ M_{Rd}^{inf})/l_p$$

Tab. 43 Valore del taglio sollecitante

ordine	lunghezza netta	$V_{Ed,y}$	$V_{Ed,x}$
6	2,7	151,9	69,3
5	2,6	213,8	83,2
4	2,6	235,3	91,5
3	2,6	253,2	98,5
2	2,6	265,9	103,4
1	2,8	249,0	96,9

Da questi valori si ottiene il valore dell'armatura da inserire nella zona critica e non critica.

Tab. 44 Armatura( $A_{sw}/s$ ) necessaria nella zona critica e non critica

ORDINE	ZONA CRITICA	NON CRITICA	CRITICA	NON CRITICA
6	3,98	3,08	3,92	3,03
5	4,87	3,68	4,37	3,63
4	5,36	4,05	4,81	4,00
3	5,76	4,36	5,17	4,30
2	6,05	4,58	5,43	4,52
1	5,67	4,29	5,09	4,23

Al fine di rispettare i valori di normativa (passo almeno 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali) si è deciso di disporre lungo la zona critica (70 cm per tutti gli ordini tranne per l'ultimo che è pari a 60cm con  $\cot\theta=1,89$ ) una doppia staffa di  $\Phi 8/10$  e una doppia staffa  $\Phi 8/15$  nella zona non critica(con  $\cot\theta=2,5$ ).

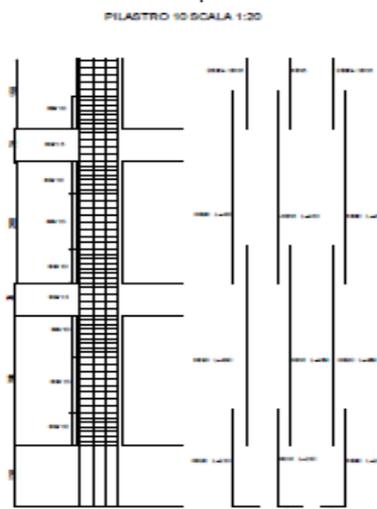


Fig.21 Armatura Pilastro 10

### Nodo trave-pilastro

I nodi particolarmente a rischio sono quelli perimetrali e d'angolo, come il nodo del pilastro 10. Si riporta di seguito il procedimento fatto per il secondo impalcato.

L'armatura superiore della trave è costituita da  $2\Phi 20 + 3\Phi 16$  e  $4\Phi 16$  inferiori cioè rispettivamente  $12,3 \text{ cm}^2$  e  $8,03 \text{ cm}^2$ . Il taglio prodotto dal sisma prevalente in direzione x nel piano superiore è  $142,22 \text{ kN}$ , mentre lo sforzo normale varia da  $889$  e  $1002 \text{ kN}$ .

Si ha pertanto

$$V_{jbd} = 1,20 \times 12,3 \times 391,3 / 10 - 142,22 = 435,34 \text{ kN}$$

per sisma agente con verso negativo e  $V_{jbd} = 234,84 \text{ kN}$  per sisma agente con verso positivo.

Essendo  $\eta = 0,432$ ,  $b_j = 30 \text{ cm}$ ,  $h_{jc} = 62 \text{ cm}$  si ha per  $v_d = 0,329 - 0,367$ . Il taglio limite per resistenza a compressione è:

$$0,432 \times 14,17 \times 30 \times 62 / 10 \times (1 - 0,329 / 0,432)^{(1/2)} = 576,77 \text{ Kn}$$

Il valore del taglio è quindi accettabile. Il taglio limite per resistenza a trazione è invece:

$$1,20 \times 30 \times 62 / 10 \times (1 + 889 / 1,20 \times 30 \times 62 / 10)^{(1/2)} = 327,43 \text{ kN}$$

Ed è quindi necessario disporre di barre di contenimento. Essendo  $h_{jw} = 62 \text{ cm}$  e  $\tau = V_{jbd} / b_{jw} h_{jc} = 1,26 - 2,34$ , l'area totale di tali staffe dovrebbe essere almeno pari a  $a = 1,57 \text{ cm}^2$  per sisma agente con verso positivo che è la condizione più gravosa perché riduce lo sforzo normale. Dato che il valore di tale area non è eccessiva si è deciso di disporre staffe a due braccia  $\Phi 8 / 15$ .

### Verifica dell' impalcato

Il ruolo degli impalcati nel comportamento sismico degli edifici è importante, perché essi trasmettono l'azione sismica dal punto in cui insorge al punto in cui viene assorbita ed assicurano che tutti gli elementi partecipino a contrastare l'azione orizzontale. La rigidità e la resistenza dell'impalcato possono diventare critici e richiedono, pertanto, una particolare attenzione, quando il numero degli elementi destinati a contrastare l'azione sismica è basso (come in presenza di pareti in c.a. o di telai in acciaio controventati), quando la rigidità di tali varia da un piano all'altro in maniera brusca e planimetricamente disuniforme o quando l'impalcato stesso ha una configurazione non compatta o con ampi fori. Per l'edificio in esame non sono state condotte verifiche di resistenza e rigidità dell'impalcato perché, pur avendo una forma a L, non presenta restringimenti significativi e quindi l'edificio può considerarsi continuo e indeformabile.