



## PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

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

*Commento generale*

*Piccole annotazioni qua e là, non particolarmente rilevanti,  
ma discordante nei valori previsti (riportati con valori diversi  
in previsione e confronto.)*

*Docente:* Prof. Ing. A. Gherzi

Prof. Ing. F. Neri

*Revisore:* Prof. Ing. A. Gherzi

*Allievo:* Mazzullo Maria Grazia

*Matricola:* 049000162

## Relazione generale e validazione del progetto

### Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio preso in esame è ubicato ad Aci Sant'Antonio (CT) in via Scalazza Grande. Esso è situato in zona sismica di media intensità, corrispondente alla zona 2 della classificazione sismica. Le caratteristiche geotecniche del suolo su cui essa deve sorgere sono tali da classificarla come suolo di tipo C.

L'edificio è destinato ad uso abitativo (categoria A) e per esso si prevede una vita nominale  $V_N$  di 50 anni ed una classe II (costruzione il cui uso prevede normale affollamento), 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 di 50 anni per lo stato limite di danno SLD e 475 anni per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV. I parametri di pericolosità sismica che caratterizzano il sito sono stati riportati nella tabella seguente.

Tab. 1. Parametri che individuano la sismicità della zona

$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$
30	0.090	2.551	0.240
50	0.110	2.548	0.251
475	0.225	2.574	0.314
975	0.280	2.588	0.343

Sulla base di questi valori sono stati ricavati i 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 seguente.

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

Stato limite	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	1.500	0.138	0.415	2.040
SLV	1.349	0.160	0.480	2.500

Si riporta nella figura che segue 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 0.790 g per SLV e 0.432 g per SLD.

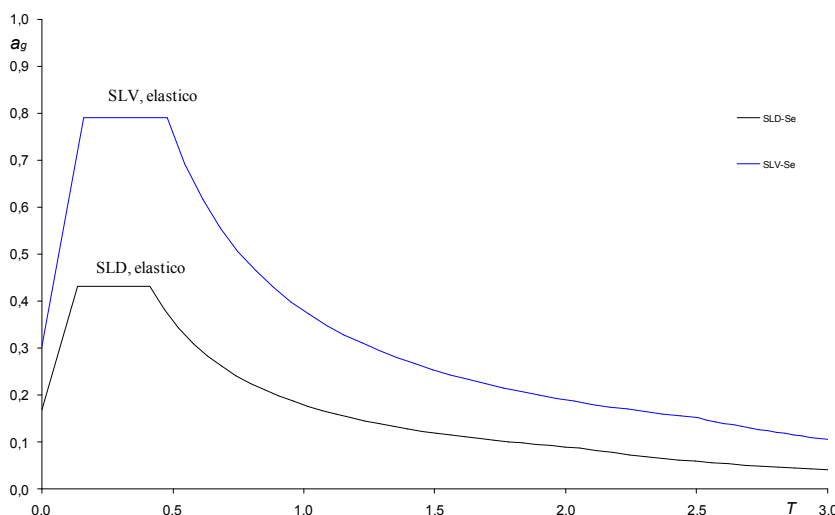


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

## Descrizione dell'edificio

L'edificio presenta un piano interrato, con calpestio su vespaio, in corrispondenza del quale gli elementi di contenimento sono indipendenti dalla struttura, un piano terra e quattro piani in elevazione, per un totale di sei impalcati. La pianta ha una forma approssimabile ad un rettangolo con due appartamenti per piano ed un vano scala centrale. La copertura è costituita da una terrazza praticabile a cui si accede tramite un torrino scale.

Nelle figure che seguono si riportano le piante dei diversi piani dell'edificio.

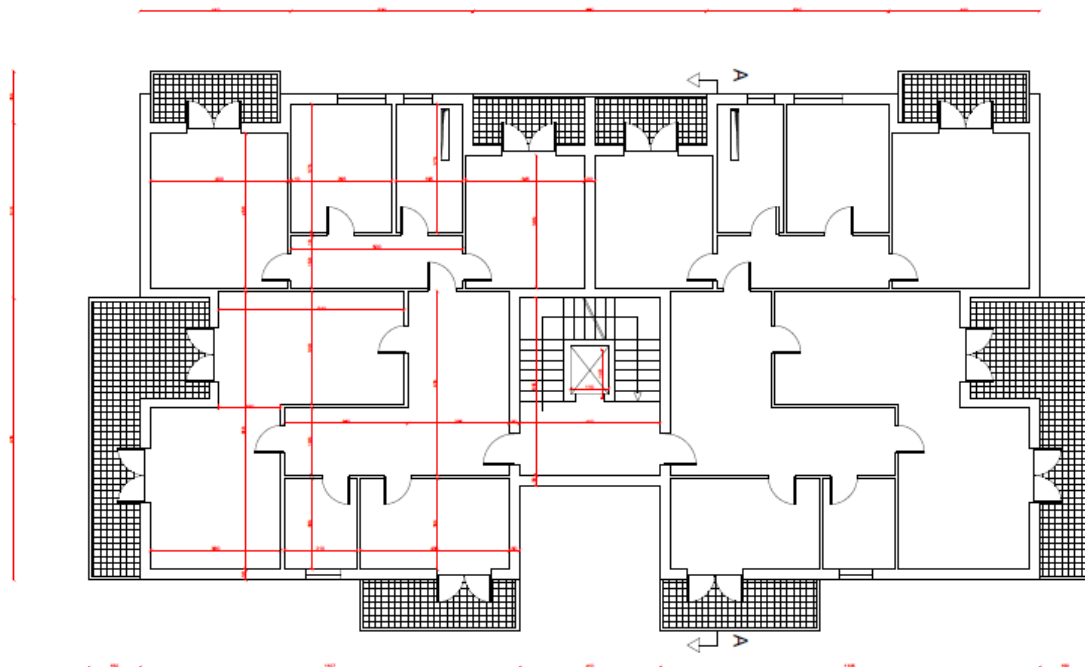


Fig. 2. Pianta piano tipo

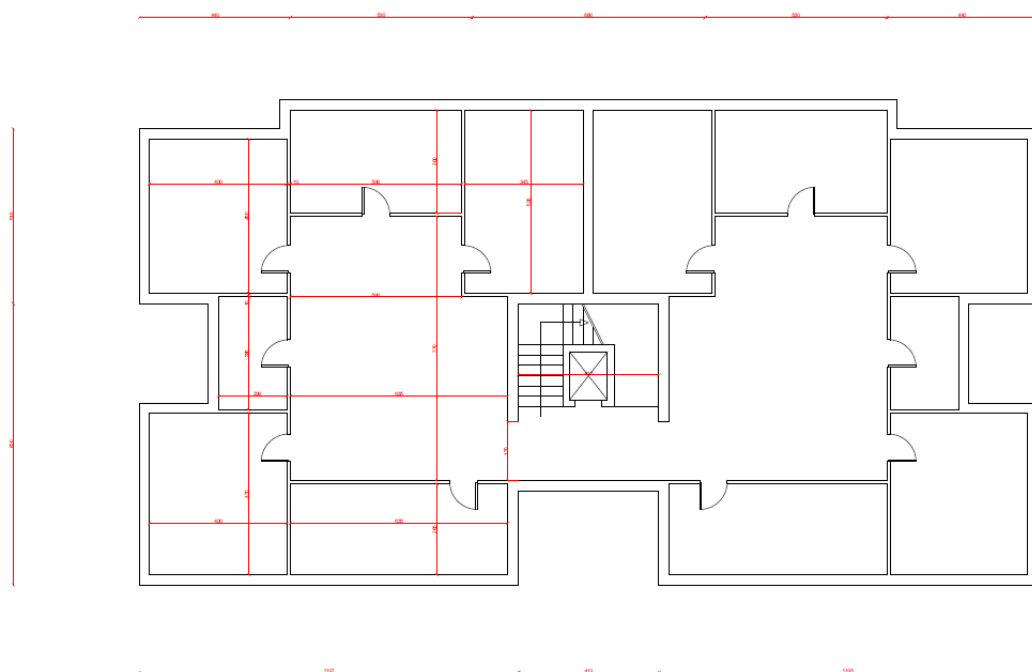


Fig. 3. Pianta piano interrato

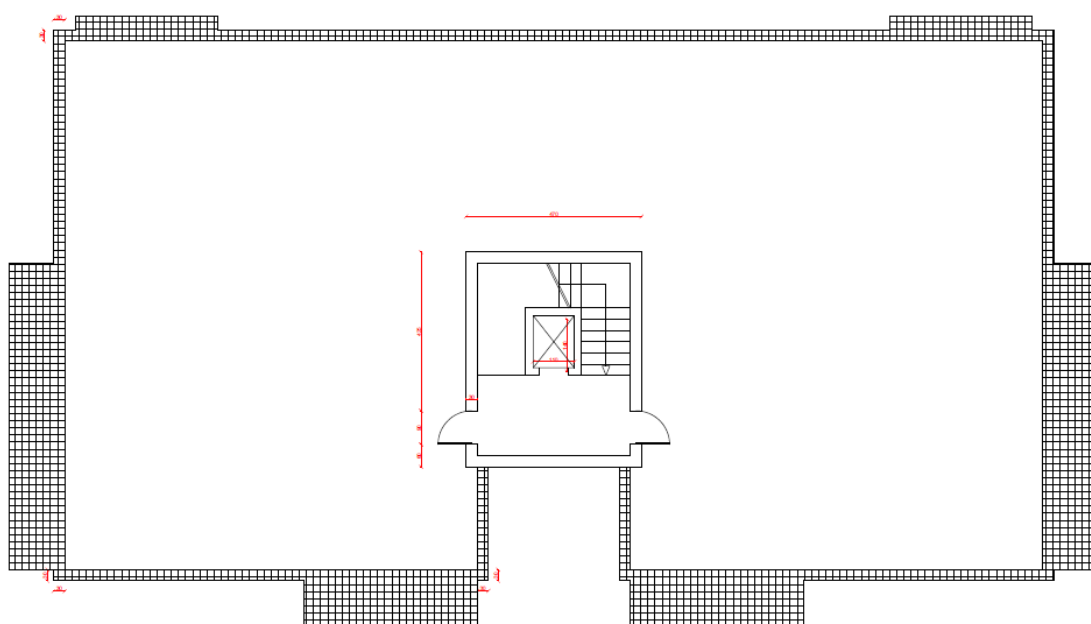


Fig. 4. Pianta copertura

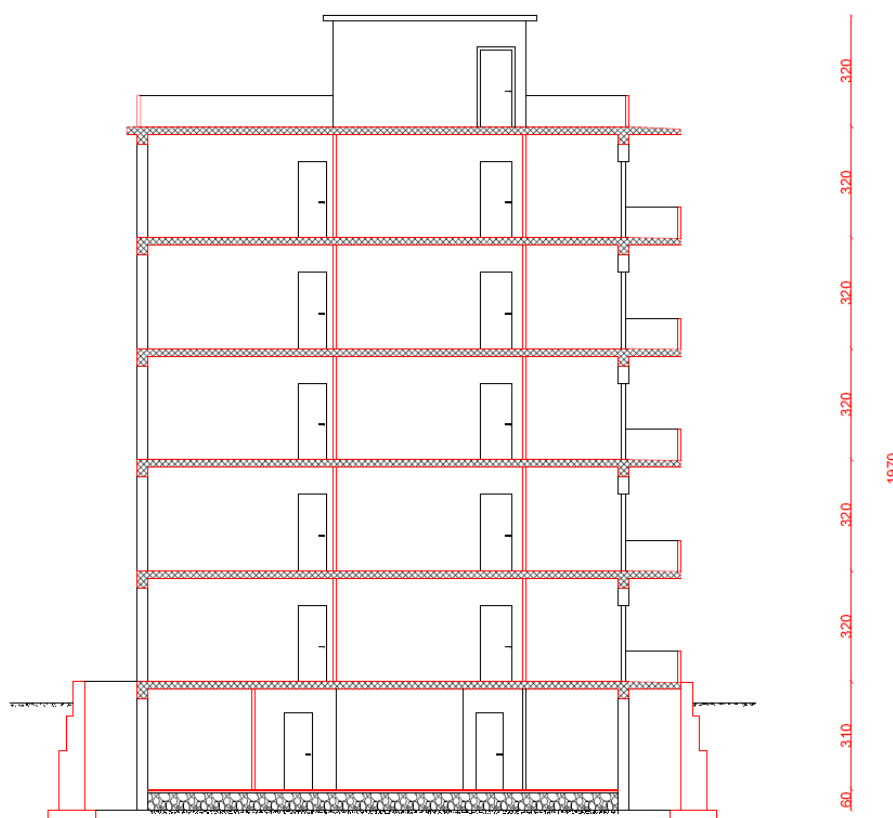


Fig. 5. Sezione A-A

## 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, neanche nel piano interrato. 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 della copertura è analoga a quella del piano tipo, inclusi i balconi e con l'aggiunta di un cornicione. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 12, 13, 20 e 21.

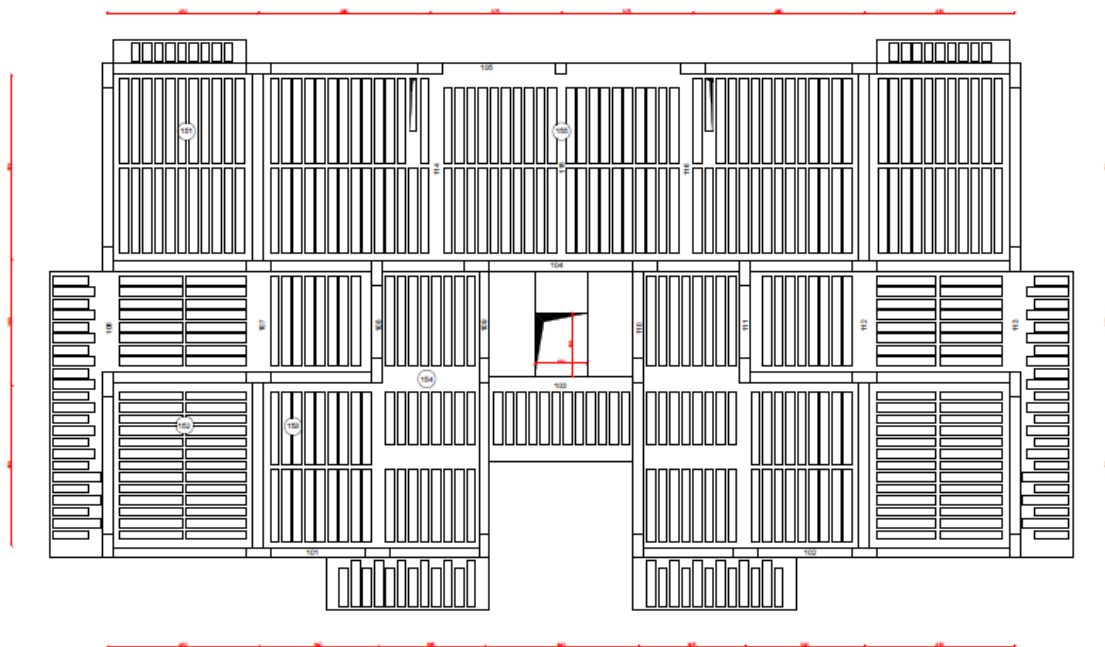


Fig. 6. Carpenteria piano tipo

Si riporta nella tabella che segue le sezioni di travi e pilastri ai diversi impalcati, le cui dimensioni sono state dettate sulla base di ragionamenti preliminari. Più avanti si riportano le considerazioni che hanno portato alle sezioni elencate in Tab.3 : i pilastri hanno tutte sezione 30x70 e tale sezione è stata mantenuta in tutti i piani; invece, le travi emergenti hanno sezione 30x50 al quinto e al sesto impalcato e nella copertura del torrino, 30x60 ai primi quattro impalcati. Le travi a spessore hanno quasi tutte sezione 70x22.

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

Impalcato	Pilastro	Trave emergente
torrino	30x70	30x50
6	30x70	30x50
5	30x70	30x50
4	30x70	30x60
3	30x70	30x60
2	30x70	30x60
1	30x70	30x60

*trave 1 che  
ha sezione  
30x30*

La scala è realizzata con soletta rampante e per non costituire un vincolo mutuo tra gli impalcati le due rampe che partono da ciascun impalcato sono portate da una trave posta a livello dell'impalcato stesso (tramite pilastri con funzione di tiranti o puntoni) e giuntate rispetto alle rampe degli impalcati adiacenti.

### Esame visivo della struttura

La pianta presenta un asse di simmetria. Nella figura seguente è possibile prendere visione della distribuzione planimetrica dei pilastri, facendo riferimento all'impalcato tipo.

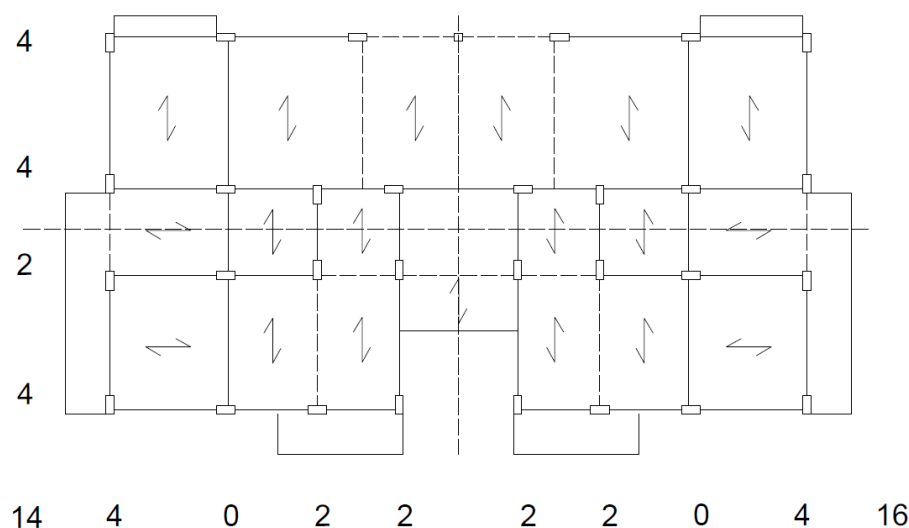


Fig. 7. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

I pilastri che danno un rilevante contributo all'assorbimento dell'azione sismica sono quelli 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 collegati 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 quindi vengono considerati elementi secondari. Sono considerati elementi secondari anche le travi a spessore.

Grazie alla simmetria, la pianta presenta una distribuzione dei pilastri che risulta essere abbastanza uniforme, senza travi particolarmente corte e rigide che potrebbero provocare concentrazioni di tensioni.

Dei 30 pilastri <sup>che contribuiscono alla resistenza sismica</sup> (si trascura il pilastro 30x30), 14 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale ~~x~~ e 16 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta. Sulla base del numero di travi emergenti e di pilastri rigidi, possedenti tutti la stessa sezione, si può ritenere in prima approssimazione che la struttura ha una rigidità analoga nelle due direzioni, anche se leggermente superiore nella direzione y.

La simmetria in pianta garantisce inoltre un buon bilanciamento nelle due direzioni, in particolar modo in direzione y: infatti in quest'ultima direzione si hanno 8 pilastri a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e altrettanti 8 pilastri a destra; in direzione x, invece, si hanno 8 pilastri al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e 6 al di sotto.

La distribuzione degli elementi strutturali (travi e pilastri) in altezza si presenta molto regolare. Non vi sono pilastri in falso, né cambiamenti repentini di sezione tra un piano e l'altro. La sezione si mantiene infatti costante, ad eccezione della riduzione in corrispondenza del torrino scale. Lo stesso vale per le travi, dove la sezione subisce una riduzione solo in corrispondenza del quinto e sesto impalcato, oltre che nel torrino scale.

banale,  
e  
simmetr.

Non hai previsto la sezione dei pilastri del Torrino

L'impalcato presenta una adeguata compattezza ed è dotato di una soletta rampante spessa 4 cm. Il foro ascensore è collocato all'interno della zona scala ed insieme a questa potrebbe comportare un punto di debolezza per l'impalcato, considerando la soletta rampante come parte mancante ad esso; ma la presenza della trave che sostiene la soletta rampante, posta a livello dell'impalcato, fornisce comunque una adeguata rigidità nei confronti di possibili deformazioni "flessionali" dell'impalcato. *(anche grazie all'aggiunta di Arme Travi a spina)*

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 provocherebbero quindi effetti rilevanti sulla struttura in elevazione. La rigidità della trave di fondazione è inoltre tale rendere plausibile il fatto di considerare 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 e 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

I risultati forniti dal calcolo sono stati confrontati con una valutazione semplificata sulle caratteristiche della sollecitazione che si ottiene usando modelli più semplici richiesti dalle NTC 08 (cap.10).

Il calcolo è stato effettuato facendo riferimento ad una analisi lineare statica. Si è scelto di progettare la struttura con classe di duttilità alta (CD "A"). Si tratta di una struttura intelaiata, con più piani e più campate, regolare in altezza e in pianta, quindi è possibile utilizzare un valore di struttura  $q$  pari a  $q = q_0 K_R = 4.5 \times 1.3 = 5.85$ . Si riporta in seguito lo spettro di progetto.

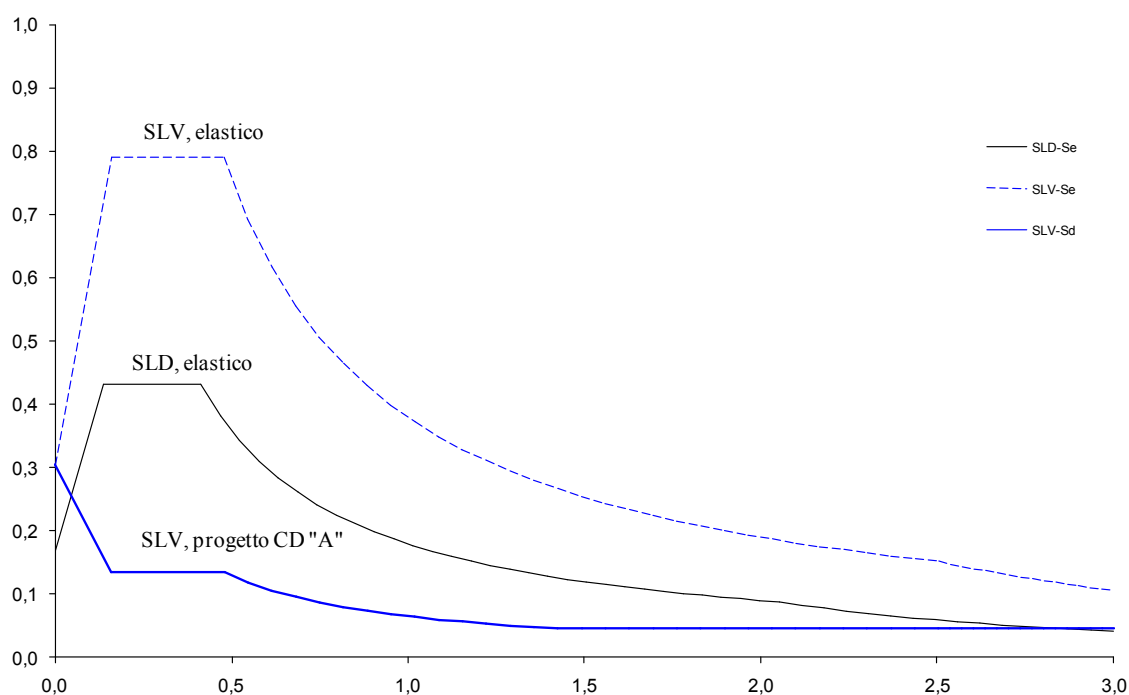


Fig. 8. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e  $q=5.85$

Le masse di piano posso essere calcolate 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, fatta eccezione per copertura e torrino per i quali si è utilizzato il valore di  $9 \text{ kN/m}^2$ . I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Impalcato	Superficie [ $\text{m}^2$ ]	Peso Unitario [ $\text{kN/m}^2$ ]	Peso Impalcato [kN]	Masse [kg]
Torrino + 6	445,16	9	4006	408,40
5	403,95	10	4040	411,77
4	403,95	10	4040	411,77
3	403,95	10	4040	411,77
2	403,95	10	4040	411,77
1	340,89	10	3409	347,49
<b>TOTALE</b>			<b>23573</b>	<b>2403,0</b>

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

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

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

Tale valore è maggiore di  $T_C$  (che vale 0.480 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 e per quello di progetto

$$S_e = 0.790 \times 0.480 / 0.701 = 0.540 \text{ g}$$

$$S_d = 0.540 / 5.85 = 0.093 \text{ g}$$

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

$$V_b = \text{taglio alla base} = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) = 0.85 \times 23106 \times 0.093 = 1810,9 \text{ kN}$$

$$F_k = \text{forza al piano} = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$$

Impalcato	Peso Impalcato W [kN]	Quota z [m]	W*z [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
Torrino + 6	4006	19,7	78927	521,57	521,57
5	4040	16,5	66652	440,45	962,02
4	4040	13,3	53725	355,03	1317,05
3	4040	10,1	40799	269,61	1586,66
2	4040	6,9	27873	184,19	1770,84
1	3409	3,7	12613	83,35	1854,19
<b>TOTALE</b>	<b>23573</b>		<b>280588</b>		

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 rigidezza della struttura intelaiata ai diversi piani e gli spostamenti conseguenti all'azione sismica (foglio "Rig\_tip\_pilastro" e "Periodo proprio" - file Analisi\_Sismica-Tnormativa.xlsx). La rigidezza è stata valutata seguendo un approccio per tipologia di pilastro: si sono quindi individuate le tipologie di pilastri in funzione della loro sezione ed orientamento e delle travi che le vincolano, successivamente si sono considerate uguali tutti quei



casi in cui le travi presentavano lunghezza simile (in modo tale da ridurre il numero di tipologie) ed infine è stata stimata la rigidezza di ciascuna tipologia con l'espressione

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

NO

dove 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. Sommando le rigidzze ottenute per ogni tipologia si ricava la rigidezza di piano della struttura che viene riportata nella Tab.6, separatamente per la direzione  $x$  e quella  $y$ .

Ordine	Kx [kN/mm]	Ky [kN/mm]
torrino + 6	442,07	327,74
5	525,43	363,17
4	620,92	439,39
3	620,92	439,39
2	620,92	439,39
1	668,04	603,25

Tab. 6. Riepilogo rigidzze di piano

Utilizzando questi valori delle rigidzze, 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.

Impalcato	F i [kN]	V i [kN]	m [kN s <sup>2</sup> /m]	Kx [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
torrino + 6	521,57	521,57	408,40	442,07	1,18	13,31
5	440,45	962,02	411,77	525,43	1,83	12,13
4	355,03	1317,05	411,77	620,92	2,12	10,30
3	269,61	1586,66	411,77	620,92	2,56	8,18
2	184,19	1770,84	411,77	620,92	2,85	5,63
1	83,35	1854,19	347,49	668,04	2,78	2,78
<b>TOTALE</b>	<b>1854,19</b>					

Tab. 7. Spostamenti di piano- direzione x

Impalcato	F i [kN]	V i [kN]	m [kN s <sup>2</sup> /m]	Ky [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
torrino + 6	521,57	521,57	408,40	327,74	1,59	17,95
5	440,45	962,02	411,77	363,17	2,65	16,36
4	355,03	1317,05	411,77	439,39	3,00	13,71
3	269,61	1586,66	411,77	439,39	3,61	10,71
2	184,19	1770,84	411,77	439,39	4,03	7,10
1	83,35	1854,19	347,49	603,25	3,07	3,07
<b>TOTALE</b>	<b>1854,19</b>					

Tab. 8. Spostamenti di piano- direzione y

Sulla base di questi spostamenti<sup>1</sup> si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh. Il periodo trovato per la direzione  $x$  non si discosta molto da quello stimato

<sup>1</sup> Questi spostamenti sono stati calcolati considerando i valori della massa di impalcato approssimati e il periodo di normativa.

quindi in  $y$  è meno rigido, diversamente  
da quanto visto prima

con la formula di normativa (0.669 s anziché 0.701 s) e in direzione  $y$  il periodo si è incrementato (0.772 s anziché 0.701 s).

Dopo aver effettuato la risoluzione dello schema intelaiato soggetto ad una distribuzione di forze plausibile (analisi statica) si conoscono tagli e spostamenti di ciascun piano. Si può procedere quindi al bilanciamento delle rigidezze confrontando le coordinate del centro delle rigidezze con quello delle masse (vedi foglio "C.Rigidezza e Confronto"-file Analisi\_Sismica.xlsx).

ordine	$\Sigma k_x$	$\Sigma k_y$	$x_{Gk}$	$y_{Gk}$	$x_{Gm}$	$y_{Gm}$	$\rho$	$\rho k_x$	$\rho k_y$
6 + torrino	442,07	327,74	14,6	7,65	14,6	8,43	9,27	8,69	10,30
5	525,43	363,17	14,6	7,70	14,6	8,37	9,19	8,65	10,40
4	620,92	439,39	14,6	7,73	14,6	8,37	9,19	8,77	10,43
3	620,92	439,39	14,6	7,73	14,6	8,37	9,19	8,77	10,43
2	620,92	439,39	14,6	7,73	14,6	8,37	9,19	8,77	10,43
1	668,04	603,25	14,6	8,08	14,6	8,64	8,41	9,97	10,49

Tab. 9. Confronto coordinate centro di rigidezza e centro di massa

Si osserva una eccentricità non eccessiva (circa 70 cm lungo la direzione  $y$ ), ma che avrebbe potuto suggerire, insieme ai valori di rigidezza trovati nella direzione  $y$  (essi mostrano una struttura più deformabile lungo questa direzione) di indebolire la struttura lungo  $x$  in modo tale da avvicinare il centro di rigidezza al centro di massa.

### Caratteristiche della sollecitazione e verifica

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  $x$ , 14 pilastri 30x70 e 21 travi 30x60 (30x50 al 5° e 6° impalcato); in direzione  $y$ , 16 pilastri 30x70 e 14 travi 30x60 (30x50 al 5° e al 6° impalcato).

Il taglio massimo in ciascun pilastro è stato stimato dividendo il taglio di piano per 14, poiché tanti (e tutti uguali tra loro) sono i pilastri allungati in direzione orizzontale in pianta; mentre nell'altra sono di più, 16. Quindi facendo riferimento alla direzione  $x$  otteniamo i valori riportati in Tab. 10. In verità, sarebbe stato più corretto fin da subito dividere il taglio per il numero di pilastri equivalenti che si ottiene dividendo la rigidezza totale di ogni piano per quella del pilastro più rigido dello stesso piano (vedi Allegato 1). Questo perché, seppur in direzione  $x$  il numero di pilastri è minore di quello in direzione  $y$ , lungo quest'ultima direzione abbiamo una minore rigidezza (da quanto si è evidenziato anche in Tab.6) dato che il numero di travi emergenti è decisamente minore rispetto al numero di travi in direzione  $x$ .

Dal taglio dei pilastri si è risalito al momento flettente, moltiplicando il taglio per  $0.5 h$  a tutti i piani tranne il primo impalcato e l'ultimo: per il primo 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 in modo approssimativo anche un piccolo contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidezza della trave di fondazione); per l'ultimo impalcato un moltiplicatore di  $0.4 h$ . 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.

Impalcato	V [kN]	V <sub>pilastri, i</sub> [kN]	b [m]	M <sub>pilastro</sub> [kNm]	M <sub>trave</sub> [kNm]
Torrino + 6	521,57	37,25	1,28	47,69	23,84
5	962,02	68,72	1,6	109,94	78,82
4	1317,05	94,07	1,6	150,52	130,23
3	1586,66	113,33	1,6	181,33	165,93
2	1770,84	126,49	1,6	202,38	191,86
1 testa	1854,19	132,44	1,48	196,01	199,20
piede	-	-	2,22	294,02	-

Tab. 10. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

I valori così ricavati, con riferimento ai pilastri di estremità, sono stati incrementati del 20% per tener conto dell'eccentricità accidentale. Per garantire la gerarchie delle resistenze occorre incrementare ulteriormente il momento flettente in tutte le sezioni di pilastri escluse quelle alla base. Si è quindi adottato un moltiplicatore pari a 1.5 per tutti i piani tranne che al piede del primo impalcato.

Impalcato	Pilastri				Travi
	V [kN]	V con incr. eccentricità [kN]	Moltiplic. ger. resistenze	M con incr. ger. resist. [kNm]	M [kNm]
Torrino + 6	521,57	44,71	1,5	85,84	28,61
5	962,02	82,46	1,5	197,90	94,58
4	1317,05	112,89	1,5	270,94	156,28
3	1586,66	136,00	1,5	326,40	199,11
2	1770,84	151,79	1,5	364,29	230,23
1 testa	1854,19	158,93	1,5	352,83	239,04
piede	-	-	1	352,83	-

Tab. 11. Caratteristiche di sollecitazione con incremento di eccentricità e gerarchie delle resistenze

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, il carico massimo agente sulle travi può essere stimato come pari a circa 53 kN/m in assenza di sisma e 33 kN/m in presenza di sisma. A tali valori di carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 111 kNm e 70 kNm, facendo riferimento ad una campata lunga 4.60 m. Per la trave a spessore, riferendosi tra quelle più caricate e quindi lunga 3.60 m si ha un carico massimo di 40 kN/m in assenza di sisma e 24 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente 51 kNm e 30 kNm.

Con le sollecitazioni trovate si possono dimensionare le sezioni di travi emergenti, sommando al momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{32.16 \times 4.60^2}{10} \cong 67.72 \text{ kNm}$$

quello dovuto all'azione sismica ( $M = 239.04 \text{ kNm}$ ), ottenendo quindi un momento massimo (totale) pari a 306.76 kNm, per il quale sarebbe necessaria un'altezza utile di:

$$d = r\sqrt{M/b} = 0.018 \sqrt{306.76/0.3} = 0.58 \text{ m}$$

Si può quindi ritenere accettabile una sezione 30x60, ma per gli ultimi due impalcato si preferisce dimensionare le travi con sezioni 30x50 (vedi foglio "Dimensionamento t+6"-file Analisi\_Sismica.xlsx).

Impalcato	$M_{max}$ [kNm]	b [m]	c [m]	r	d [m]
Torrino + 6	96,33	0,3	0,04	0,018	0,32
5	162,30	0,3	0,04	0,018	0,42
4	224,00	0,3	0,04	0,018	0,49
3	266,83	0,3	0,04	0,018	0,54
2	297,95	0,3	0,04	0,018	0,57
1	306,76	0,3	0,04	0,018	0,58

Tab. 10. Calcolo dell'altezza utile

però che  $N$  non essere maggiore

Per il dimensionamento dei pilastri, si stima uno sforzo normale dovuto ai carichi verticali variabile da 530 kN a 730 kN per carichi in condizioni sismiche. Considerando per un pilastro 30x70 un momento massimo pari a  $1.2 \times 294.02 = 353$  kNm (facendo riferimento alla sezione al piede del pilastro del primo ordine incrementato per l'effetto dell'eccentricità) la figura mostra che sul lato corto sono necessari 3Ø20, valore pienamente accettabile. La variazione di sforzo normale dovuta dal  $\Delta N$  da sisma, potrebbe portare ad un ulteriore incremento dell'armatura necessaria che potrebbe richiedere 5Ø20 per lato, valore un po' alto ma comunque accettabile.

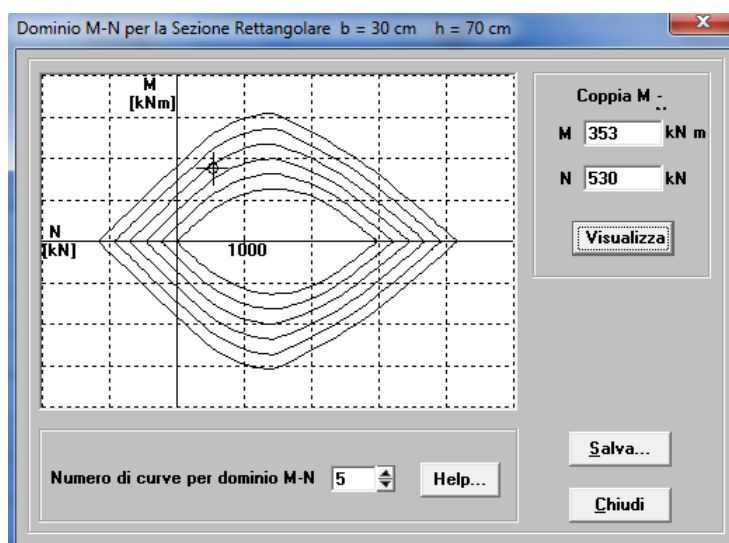


Fig. 9. Domini di resistenza dei pilastri

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

Nel file "Analisi\_Sismica.xlsx" sono riportati in dettaglio i carichi verticali agenti sulle travi nelle due direzioni di carico da esaminare (foglio "C.U. tab. riassuntiva"), ovvero in assenza di sisma (valori  $g_d + q_q$ , intesi come "carichi massimi") e in presenza di sisma (valori  $g_k + \psi_2 g_k$ , intesi come "carichi minimi"). I valori corrispondono bene con la stime preliminare effettuata e sono quindi accettabili.

Una volta determinati i carichi verticali agenti sulle travi, è stato possibile determinare con esattezza i pesi delle masse di piano, le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio di inerzia delle masse (foglio "Masse e Forza"-file Analisi\_Sismica.xlsx).

Impalcato	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Masse [kg]	Peso W [kN]	W/A [kN/m <sup>2</sup> ]	x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	ρ <sub>m</sub> [m]
Torrino + 6	445,2	408,40	3733,1	8,39	14,6	8,37	9,27
5	404,0	411,77	3971,9	9,83	14,6	8,44	9,19
4	404,0	411,77	4069,8	10,08	14,6	8,44	9,19
3	404,0	411,77	4069,8	10,08	14,6	8,44	9,19
2	404,0	411,77	4069,8	10,08	14,6	8,44	9,19
1	340,9	347,49	3459,7	10,15	14,6	8,64	8,68

Tab. 13. Masse di piano

Il rapporto tra il peso ed area dell'impalcato non si discosta molto dalla stima iniziale ed è quindi da ritenersi accettabile. Le coordinate del baricentro delle masse risultano anch'esse accettabili e 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 29,20 m in direzione  $x$  e 16,30 m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali sono 0.82 m e 1.46 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. In questo programma la struttura viene schematizzata come un insieme di telai piani, incastrati al piede. L'idea di considerare il vincolo costituito da fondazione e terreno come un incastro è possibile se si considera la fondazione notevolmente rigida. Anche l'impalcato è stato considerato infinitamente rigido dato che da un esame visivo non presenta particolari debolezze. Entrambe queste scelte verranno comunque confermate una volta esaminati i risultati del calcolo.

La disposizione dei pilastri consente di modellare la struttura come un insieme spaziale di telai piani che fanno sì che la struttura sia sostanzialmente costituita da due insiemi di telai piani ortogonali tra loro, con pilastri continui in tutti i piani e senza elementi in falso. E' vero che alcuni elementi si presentano non allineati, ma essendo pilastri di piatto con travi a spessore si può ritenere che il loro disallineamento non inficia la validità del modello dato che danno un contributo secondario all'assorbimento dell'azione sismica. Inoltre, le travi a spessore 114, 115 e 116 non sono state prese in considerazione nel modello dato che, essendo travi con pilastri di piatto su cui non grava nemmeno il solaio, si ritiene che trascurarle possa non inficiare il risultato restituito dal calcolo.

Si sottolinea anche che la soletta rampante della scala non costituisce vincolo mutuo tra gli impalcato dato che è 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 e successivamente tramite un'analisi modale con spettro di risposta si è tenuto conto dell'effetto del sisma. Lo spettro utilizzato è quello di progetto, ottenuto dai dati in sito e dall'uso di un fattore di struttura  $q=5.85$ , di cui si è già precedentemente parlato.

Si sono 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 ( $g_k+\psi_2q_k$ ), 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 dell'eccentricità accidentale per sisma agente in direzione  $x$ , valutata mediante l'applicazione di coppie di piano; 6. effetto

dell'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 o 6 sono state determinate moltiplicando l'eccentricità per le forze valutate per analisi statica (vedi allegato 1); esse sono state calcolate tenendo conto del periodo corretto con la formula di Rayleigh nelle due direzioni. Sarebbe stato più corretto valutare le forze tenendo conto dell'effettivo periodo proprio della struttura nelle due direzioni fornito dall'analisi modale, ma poiché quest'ultimo (0.668 s per direzione  $x$ , 0.797 s per direzione  $y$ ) non si discosta molto da quello restituito dalla formula di Rayleigh, si ritiene che i risultati siano comunque accettabili.

### Esame dei risultati del calcolo

Si procede inizialmente esaminando i risultati dei sei schemi base e il loro inviluppo per verificare se il comportamento è corrispondente a quello che si aspetta da un esame visivo. Si analizzino inizialmente i due schemi base di carico: carichi verticali massimi (in assenza di sisma) e minimi (in presenza di sisma). Prendendo come esempio il telaio 1y (1...25), di cui si riporta il diagramma del momento flettente nella Fig. 10, i valori del momento flettente agli estremi delle travi sono pari a 80-90 kNm, con un valore massimo di 105.1 kNm. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a 50-55 kNm, con un massimo di 64.6 kNm.

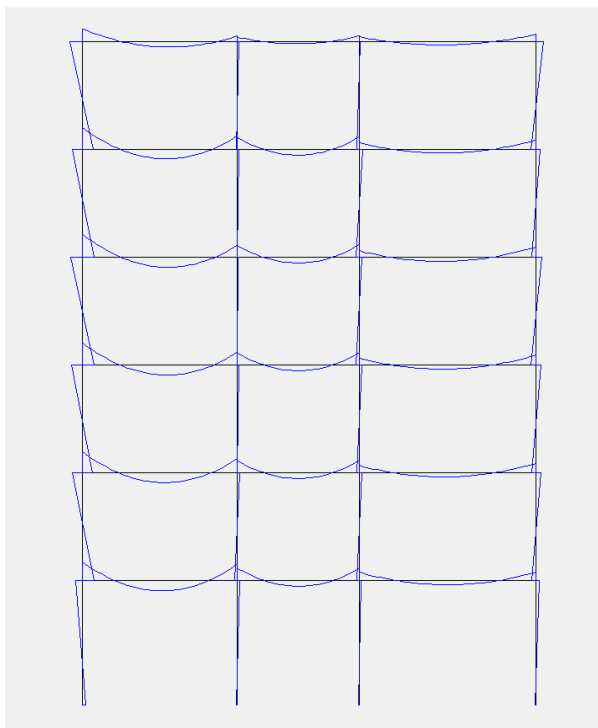


Fig. 10. Diagramma del momento flettente (scala 1:20) - telaio 1y (1...25), carichi verticali massimi

Con i risultati forniti dall'analisi modale si sono esaminate inizialmente le deformate modali, indipendentemente dalla direzione del sisma, valutate con il centro di massa nella sua posizione nominale. Si riportano tali deformate (viste dall'altro) nella Fig.11 con i rispettivi periodi: per gli ultimi tre modi si è utilizzato un moltiplicatore di visualizzazione più piccolo (0.4) rispetto a quello utilizzato per i primi tre (pari ad 1).

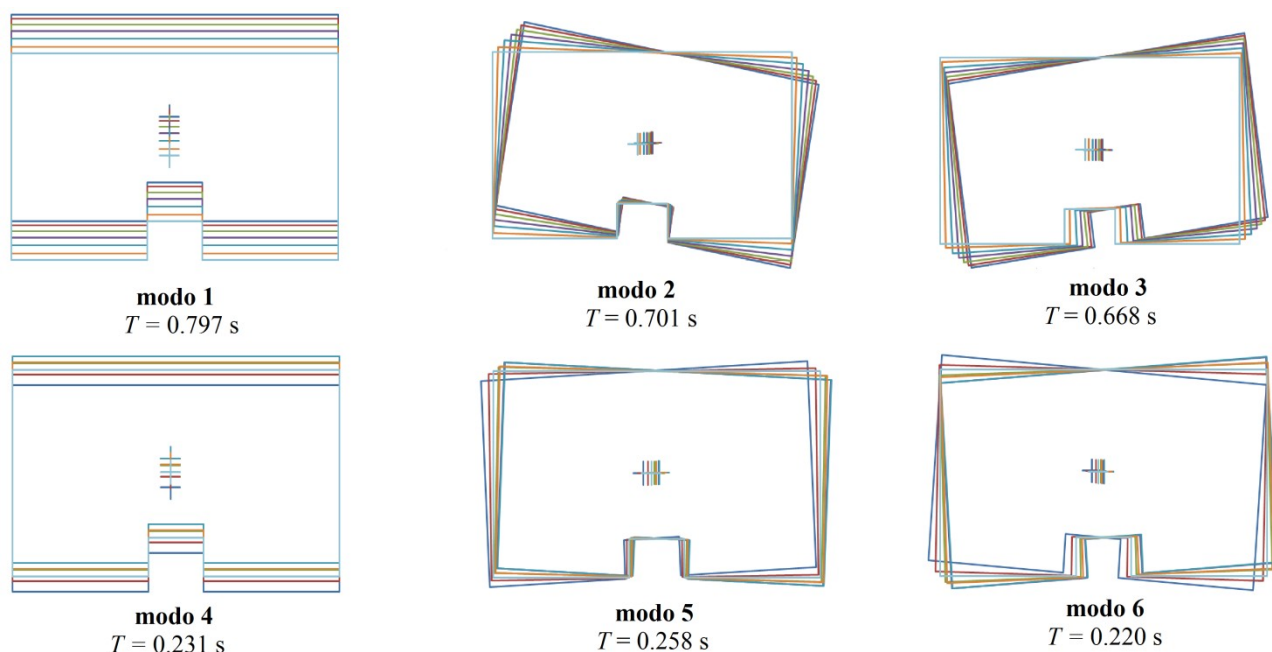


Fig. 11. Modi di oscillazione libera della struttura

Nella Tab.13 sono riportati i periodi e le masse partecipanti per i primi 9 modi. Guardando i periodi si può inizialmente osservare che i modi sono sostanzialmente raggruppati a tre a tre. Anche le deformate mostrano spostamenti e rotazioni tutti dello stesso verso per i primi tre modi e quindi corrispondono al primo modo di uno schema piano; i secondi tre presentano invece una inversione dei segni (come per un secondo modo).

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,797	0,00%	83,23%
2	0,701	33,81%	0,00%
3	0,668	51,99%	0,00%
4	0,258	0,00%	10,90%
5	0,231	6,17%	0,00%
6	0,220	3,11%	0,00%
7	0,137	0,00%	3,47%
8	0,127	2,81%	0,00%
9	0,117	0,15%	0,00%

Tab. 13. Periodi e masse partecipanti

non direi che 2 e 3  
sono "prevalentemente"  
di rotazione.  
Rot. e Sp. x sono  
fortemente accoppiati.  
Ma l'involuppo di  
traslazione

Il primo modo presenta traslazioni in direzione  $y$  ed un periodo (0.797 s) che è poco più grande di quello stimato (0.762 s); la corrispondente ordinata spettrale è 0.081 g. Il secondo modo mostra una prevalente rotazione con una piccola aliquota di traslazione in direzione  $x$ . Il suo periodo (0.701 s) è poco più grande di quello previsto (0.661 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.093 g. Anche il terzo modo è principalmente rotazionale, ma ad esso sono accoppiati anche piccoli spostamenti in direzione  $x$ . Il suo periodo (0.668 s) è molto prossimo al secondo, ma essendo insieme al secondo molto inferiore al primo (di sola traslazione) la struttura mostra una buona rigidezza torsionale. Queste forme modali indicano un comportamento traslatorio-rotatorio disaccoppiato in direzione  $y$  e accoppiato in direzione  $x$ . La distribuzione delle rigidezze nei telai paralleli all'asse  $y$  sembra quindi essere ben bilanciata; lo stesso non si può dire per quelli paralleli

all'asse  $x$ . Questo comportamento è confermato anche dai valori della massa partecipante. Infatti per sisma in direzione  $y$  il contributo del primo modo è nettamente predominante (83.23%), dove il quarto modo contribuisce con un ulteriore 10.90%. Per sisma in direzione  $x$ , invece, è rilevante sia il secondo modo (33,81%) che il terzo (51.99%), sottolineando l'accoppiamento tra traslazione in  $x$  e rotazione; il quinto modo contribuisce con un ulteriore 6.17%.

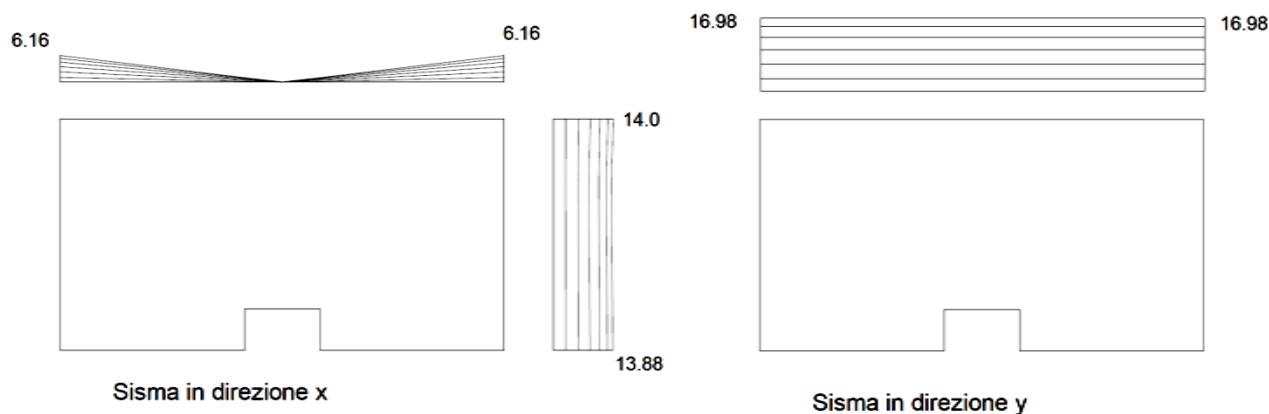


Fig. 12. Inviluppo degli spostamenti modali (centro di massa nella posizione nominale)

L'inviluppo di spostamenti ottenuto, per diversi impalcati, combinando i contributi dei singoli modi è mostrato in Fig. 12. L'inviluppo degli spostamenti modali per sisma in direzione  $x$  mostra spostamento uniformi in tale direzione, insieme a spostamenti nella direzione ortogonale molto minori, ma comunque evidenziano una rotazione dell'impalcato. (a me sembra minima)

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità (1x e 5x) per effetto del sisma in direzione  $x$ . L'immagine mostra che i momenti flettenti nei due telai sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $x$  (30x70) e nelle due campate centrali il momento flettente è molto più basso di quello nelle restanti, perché le travi sono due travi a spessore e non emergenti.

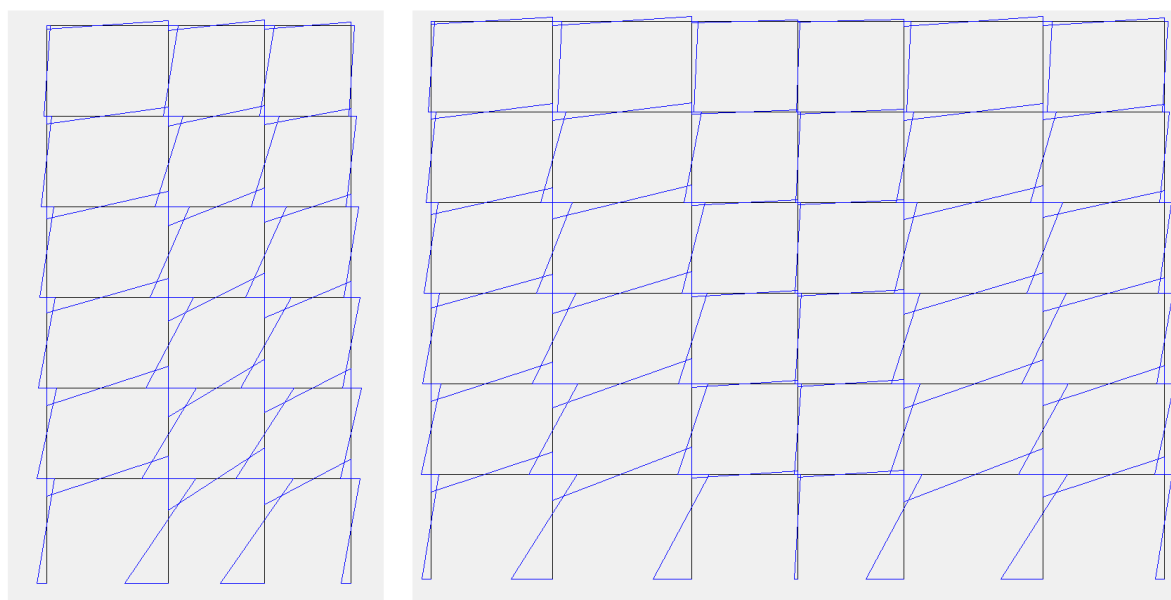


Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai 1x e 5x, analisi modale, sisma  $x$



Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previste con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai di estremità (1x e 5x) per effetto del sisma in direzione x.

piano	Pilastri			Travi		
	previsto	telaio 1x	telaio 5x	previsto	telaio 1x	telaio 5x
6	39.72	55.03	51.24	19.86	29.30	28.48
5	95.40	83.20	75.12	67.56	57.38	48.97
4	134.43	122.50	110.56	114.91	108.40	98.12
3	163.02	148.99	118.03	148.73	138.41	122.14
2	182.56	167.76	143.67	172.79	164.12	141.70
1 testa	177.08	162.91	138.85	179.82	179.21	156.23
1 piede	265.62	252.60	238.61	-	-	-

Tab. 14. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y (Fig.12) mostra spostamenti uniformi in tale direzione e spostamenti nulli nella direzione ortogonale. Questo è quanto ci si aspettava avendo un'asse di simmetria in direzione y.

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti dei telai posti all'estremità sinistra (1y) e di uno posto a destra (5y). L'immagine conferma che in ciascun telaio i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione di azione del sisma.

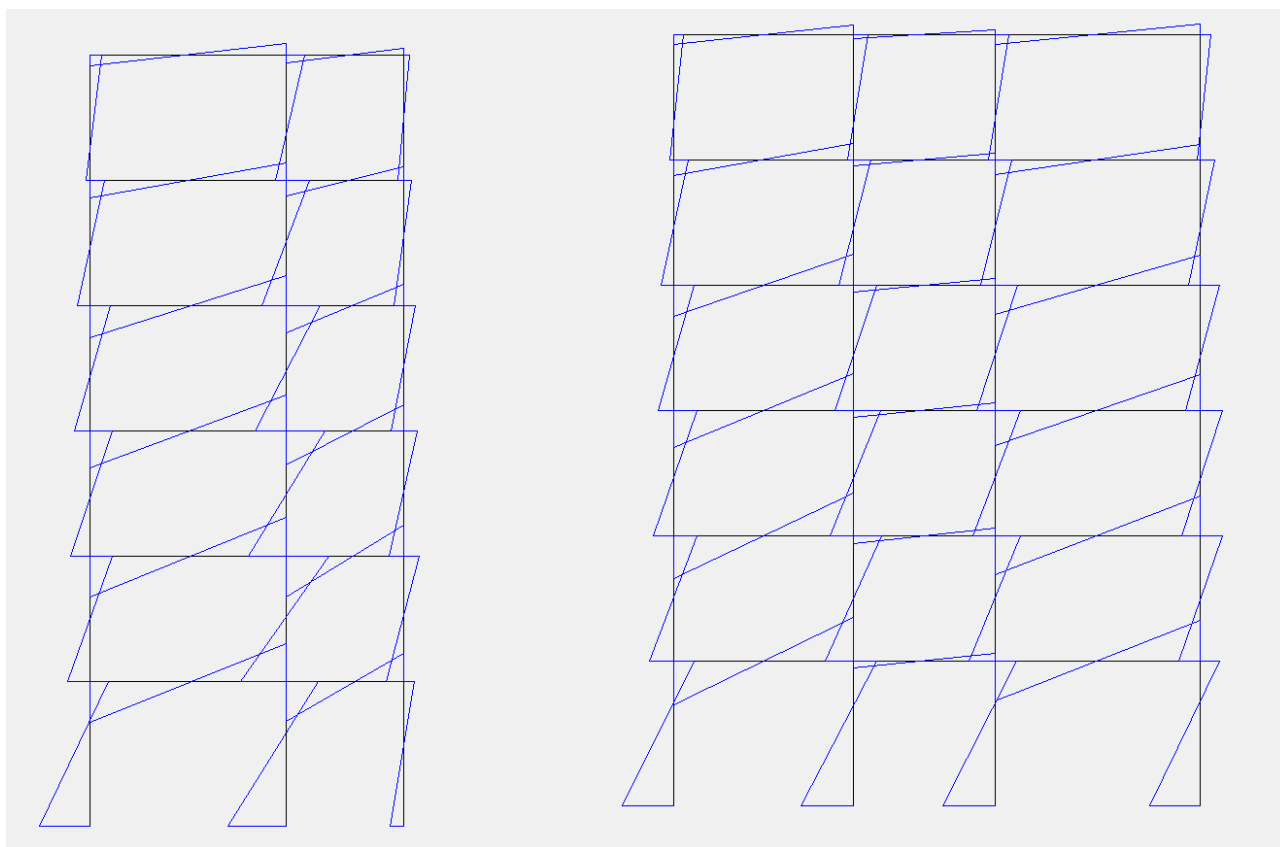


Fig. 14. Diagramma del momento flettente nei telai 1y e 5y, analisi modale, sisma y

Nella tabella seguente si è eseguito il confronto tra i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (1y e 5y) per effetto del sisma in direzione y.

qui le differenze si fanno.  
A cosa si devono?

piano	Pilastri			Travi		
	previsto	telaio 1y	telaio 5y	previsto	telaio 1y	telaio 5y
6	39.12	58.45	76.06	19.56	41.07	47.13
5	102.31	70.31	97.21	70.72	66.27	71.58
4	142.37	95.92	142.65	122.34	128.08	131.96
3	172.66	108.93	163.27	157.51	155.01	154.65
2	193.35	112.11	175.69	183.00	175.18	169.83
1 testa	158.77	93.41	135.17	176.06	180.33	167.82
1 piede	238.15	217.17	238.18	-	-	-

Tab. 14. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y *come mai questi valori non sono quelli di Tab. 10?*

Sulla base dei valori forniti dall'analisi modale si è esaminato l'effetto delle coppie corrispondenti all'eccentricità accidentale, per le due direzioni del sisma. Nelle figure che seguono si è mostrato l'incremento di spostamenti dovuto a tale eccentricità. La linea tratteggiata mostra gli spostamenti del sesto impalcato prodotti dall'analisi modale, invece la linea continua mostra gli spostamenti incrementati per tener conto dell'eccentricità.

Si può osservare che per sisma agente in direzione  $x$  l'eccentricità produce un incremento degli spostamenti massimi che risulta più contenuto (circa 8%) di quello che si registra per gli spostamenti in direzione  $y$  (circa il 17 %).

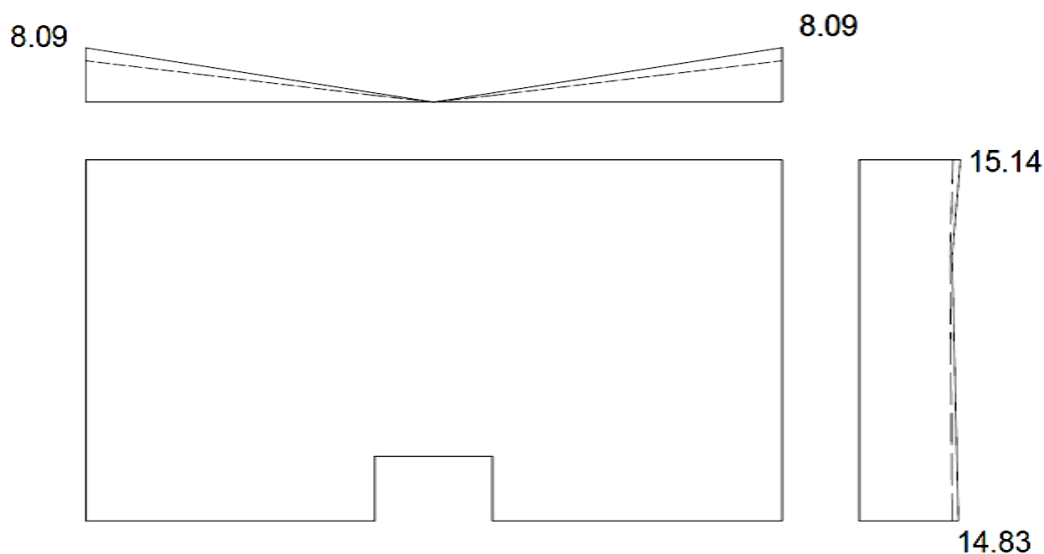


Fig. 15. Effetto dell'eccentricità complessivo del sisma  $x$ , includendo l'eccentricità accidentale (spostamenti 6° impalcato)

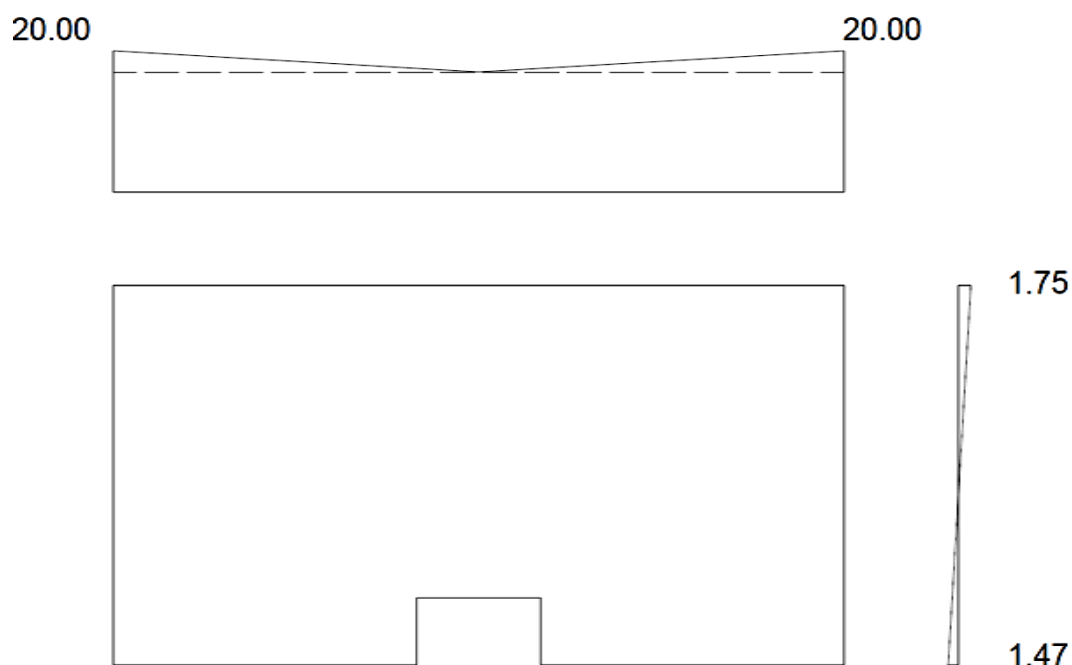


Fig. 15. Effetto dell'eccentricità complessiva del sisma  $y$ , includendo l'eccentricità accidentale (spostamenti del 6° impalcato)

Infine, poiché bisogna analizzare l'effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma, si è diagrammato lo spostamento del quinto impalcato per sisma prevalente  $x$  (cioè  $x + 0.3 y$ ) e per sisma prevalente  $y$  (cioè  $y + 0.3 x$ ). Dalle figure si osserva un modesto incremento degli spostamenti massimi in ciascuna direzione. Complessivamente si è registrato un incremento pari al 12% in direzione  $x$  e un incremento del 32% in direzione  $y$ . In entrambi i casi gli spostamenti massimi nella direzione ortogonale a quella prevalente del sisma sono molto rilevanti, ciò comporta di prestare particolarmente attenzione alla verifica a pressoflessione deviata.

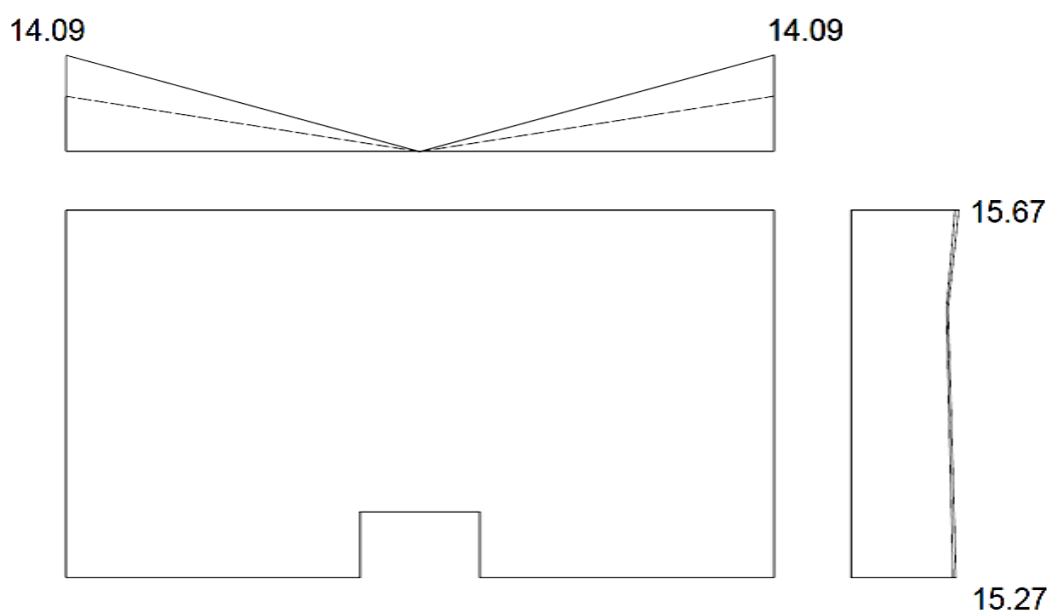
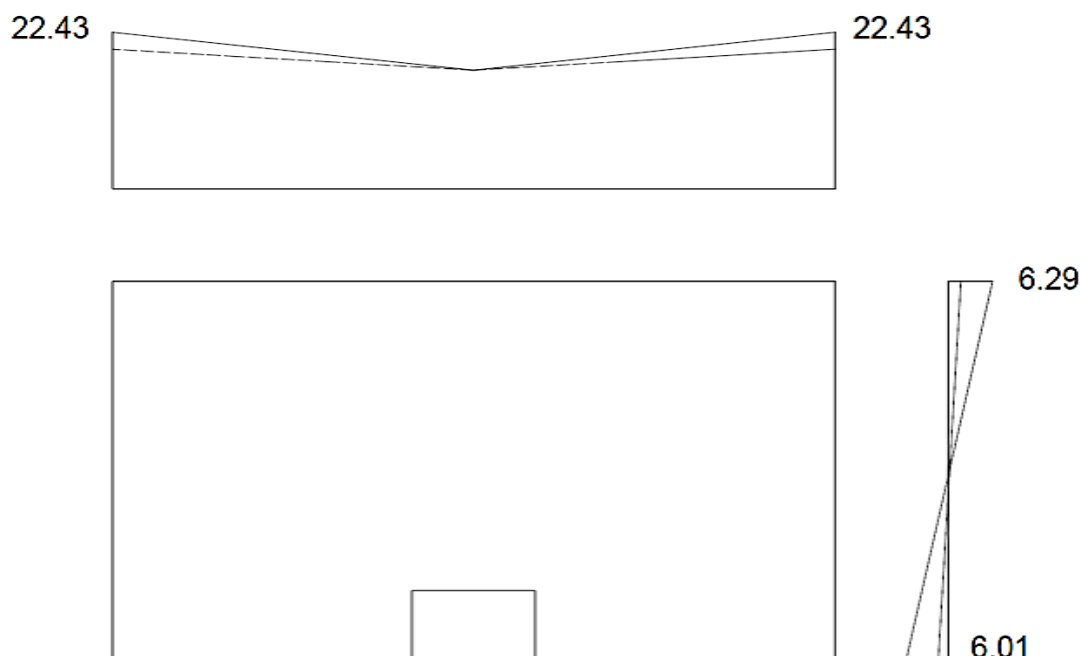


Fig. 15. Effetto del sisma  $x + 0.3y$

Fig. 16. Effetto del sisma  $y + 0.3x$ 

### Esame dei risultati del calcolo

*Travi: Armatura a flessione.* Da un'analisi globale dell'armatura disposta nelle travi (vedi foglio "Armatura\_Travi"-file "Analisi\_Modale.xlsx") si osserva che nessuna trave risulta particolarmente armata. Quindi si procede col guardare come campione il diagramma del momento flettente della trave del 2° del telaio 6 (orientato in direzione  $y$ ) di cui si è scelto di descriverne il procedimento dato che la presenza di quattro pilastri di coltello potrebbe produrre interessanti sollecitazioni da sisma ed inoltre i carichi verticali gravanti su di esso risultano non trascurabili (vedi foglio "Trave 1-25"-file "Analisi\_Modale.xlsx").

Dalle caratteristiche di sollecitazione precedentemente trovate si proceduto a progettare l'armatura a flessione della trave.

	1	9	9	17	17	25
M-max	-234,68	-216,60	-49,39	-50,79	-198,91	-207,27
M+max	161,20	173,72	19,04	17,99	170,47	167,03
As,sup	11,90	10,98	7,79	8,01	10,09	10,51
As,inf	8,17	8,81	3,00	2,84	8,64	8,47
barre sup.	2 $\phi$ 20 3 $\phi$ 16	2 $\phi$ 20 3 $\phi$ 16	2 $\phi$ 20 2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 20 2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 20 2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 20 3 $\phi$ 16
barre inf.	4 $\phi$ 16 1 $\phi$ 16	4 $\phi$ 16 1 $\phi$ 16	3 $\phi$ 16	3 $\phi$ 16	4 $\phi$ 16 1 $\phi$ 16	4 $\phi$ 16 1 $\phi$ 16
MRd-	-242,4	-242,4	-65,3	-65,3	-203,9	-242,4
MRd+	198,2	198,2	38,2	38,2	198,2	198,2

Tab. 15. Telaio 6y - impalcato 2, momenti massimi a filo pilastro ed armature

I momenti flettenti (prime due righe della tabella) fanno riferimento ai valori filo pilastro e sono minori dei valori in asse. La terza e la quarta riga riportano la quantità di armatura tesa necessaria superiormente ed inferiormente, rispettivamente per il momento flettente positivo e negativo, calcolata con la formula  $A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}}$ . Non sarebbe necessaria armatura in compressione perché con la sola armatura tesa la trave 30x60 può portare un momento di:

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = \frac{0.30 \times 0.56^2}{0.0197^2} = 242.4 \text{ kNm}$$

mentre la trave a spessore 70x22 può portare 58.4 kNm.

Sulla base dell'armatura necessaria si sono disposti nelle due campate emergenti (1-9 e 17-25) un'armatura filante di 4Ø16 inferiori e 2Ø20 superiori, sovrapposta in mezzeria. A questi sono stati aggiunti monconi inferiori di 1Ø16 e superiori di 3Ø16 per la campata 1-9 e rispettivamente di 1Ø16 e di 2Ø16 per la campata 17-25. Nella trave a spessore (9-17) per far fronte al momento in mezzeria sono stati disposti come armatura filante 3Ø16 inferiormente e 2Ø20 superiormente, con l'aggiunta di monconi superiori di 2Ø16 e inferiori di 1Ø16 e 2Ø16. Quest'ultimi sono stati aggiunti fuori calcolo al fine di poter prevedere l'utilizzo di una doppia staffa. Si noti che le indicazioni di normativa sono state automaticamente rispettate e in tutte le sezioni l'armatura compressa è almeno il 50% di quella tesa.

In tabella (nelle ultime due righe) è riportato il momento resistente corrispondente alle armature disposte, che verrà successivamente amplificato del fattore di sovraresistenza ed utilizzato per definire l'armatura a taglio nelle travi ed i valori di progetto del momento flettente nei pilastri. Questo valore del momento resistente è stato determinato in maniera non "rigorosa", servendosi dell'inversa della formula di progetto. Lo stesso procedimento è stato seguito per tutti gli altri telai.

*Travi: Armatura a taglio.* Le staffe sono state stabilite a partire dalla resistenza a flessione degli estremi della trave. Per ogni campata è stata calcolata la luce netta (da filo pilastro a filo pilastro) e i momenti resistenti, poiché la struttura è di classe di duttilità "A" sono stati moltiplicati per  $\gamma_{Rd}=1.2$ .

Il massimo taglio agente è stato quindi determinato per ogni campata secondo la seguente formula:

$$V_{max} = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} V_{s,max}$$

dove il primo termine è il massimo taglio prodotto dai carichi verticali e il secondo il taglio prodotto da sisma, pari a  $V_{s,max} = \max(M_1^+ + |M_2^-|; |M_1^-| + M_2^+) / l$ . La somma così ottenuta è stata 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 è il valore minimo che si avrà comunque, anche quando si annulla l'effetto dei carichi verticali.

	1	9	9	17	17	25
M-Rd	-242,4	-242,4	-65	-65	-203,9	-242,4
M+Rd	198,2	198,2	51	51	198,2	198,2
l netta	3,90		2,90		4,55	
sisma + e -	-135,6	135,6	-48,0	48,0	-116,2	106,0
Vsism	135,6		48,0		116,2	
q lnet/2	61,29		74,69		28,14	
Vmax	196,86		122,69		144,34	

Tab. 16. Telaio 6y - impalcato 2, calcolo del taglio massimo

Per verificare la sezione e stabilire l'armatura a taglio si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili staffature per trave emergente 30x60 e per trave a spessore 70x22, rispettivamente con staffe a due e a quattro bracci.

sezione	cot $\theta$	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]				
			$\phi 8/8.4$	$\phi 8/10$	$\phi 8/15$	$\phi 8/20$	$\phi 8/25$
30x60	1	535.6	234.8	197.2	131.5	98.6	78.9
	2	428.5	469.6	394.4	263.0	197.2	157.8
70x22	1	401.7	150,9	126,8	84,5	63,4	50,7
	2	321.4	301,9	253,6	169,0	126,8	101,4

Tab. 17. Taglio resistente per calcestruzzo ed armature

Nelle zone critiche (di lunghezza  $h=1.5 \times 60=90$  cm) per la campata 1-9 e 17-25, assumendo  $\cot\theta=1$ , sono necessari  $\phi 8/10$  ed avendo barre longitudinali di diametro minimo  $\phi 16$  la condizione più vincolante imposta dalla normativa ( $s \leq 6\phi 16$ ) è rispettata ( $6 \times 16 = 96 \approx 100$  mm); invece, nella zona centrale (assumendo  $\cot\theta=2$ ) potrebbero andare bene anche  $\phi 8/25$  dato che consente di portare 157.8 kN ed il taglio massimo da sisma è rispettivamente per le campate 1-9 e 17-25 di 135.6 kN e di 116.2 kN, ma si preferisce disporre  $\phi 8/20$  in tutta la parte di campata al di fuori delle zone critiche. Si aggiungono, infine, fuori calcolo una coppia di  $\phi 16$  di parete (uno per lato) che oltre ad assorbire eventuali sollecitazioni di trazione prodotte da ritiro o variazioni termiche, evitano la "traslazione del diagramma del momento flettente".

Nella campata a spessore 9-17 si è invece rispettato un unico limite ( $s \leq 0.8 d$ ) che impone di disporre staffe  $\phi 8/10$ .

*Pilastri: armatura a pressoflessione.* Per i pilastri, a differenza delle travi non può dirsi a priori quale sia la direzione del sisma prevalente più gravosa, quindi è necessario esaminarle entrambe.

Si conduca inizialmente l'analisi per il pilastro 1 che è un pilastro d'angolo allungato in direzione  $y$  e collegato a due travi emergenti (vedi foglio "Pilastro 1"- file "Analisi\_Modale.xlsx"). Per questo pilastro si fa riferimento ai valori a filo trave, di cui però si prendono solo quelli riferiti alle sezioni della testa del pilastro del 6° ordine, quelli del piede del 1° ordine ed i valori dello sforzo normale. Per tutte le altre sezioni è necessario rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze che richiede (con riferimento ad ogni nodo) che la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula

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

in cui  $\gamma_{Rd}$  vale 1.30 per strutture di classe di duttilità "A".

piano		My testa (kNm)	Mx testa (kNm)	My piede (kNm)	Mx piede (kNm)	N (kN)
6	qmin + sisma prev x	10,43	-58,73	-4,78	32,64	-40,16
	qmin - sisma prev x	-28,62	-2,34	23,34	21,23	-63,76
	qmin + sisma prev y	-9,10	16,33	9,28	15,05	-31,37
	qmin - sisma prev y	-9,10	-77,41	9,28	38,82	-72,55
5	qmin + sisma prev x	15,99	-67,11	-17,52	60,52	-119,77
	qmin - sisma prev x	-35,24	15,79	37,04	-4,01	-188,50
	qmin + sisma prev y	-9,63	40,63	9,76	-25,52	-98,97
	qmin - sisma prev y	-9,63	-91,95	9,76	82,03	-209,30
4	qmin + sisma prev x	26,88	-84,08	-25,46	68,13	-188,96
	qmin - sisma prev x	-45,55	29,27	43,27	-13,26	-334,61
	qmin + sisma prev y	-9,33	62,86	8,90	-39,13	-140,61
	qmin - sisma prev y	-9,33	-117,67	8,90	94,00	-382,96
3	qmin + sisma prev x	34,17	-90,37	-33,40	79,48	-247,73
	qmin - sisma prev x	-50,78	40,18	48,58	-29,82	-487,16
	qmin + sisma prev y	-8,30	77,91	7,59	-62,70	-166,48
	qmin - sisma prev y	-8,30	-128,10	7,59	112,36	-568,41
2	qmin + sisma prev x	40,20	-90,10	-41,41	96,71	-296,51
	qmin - sisma prev x	-54,71	41,32	55,45	-40,09	-643,01
	qmin + sisma prev y	-7,26	79,13	7,02	-79,28	-178,23
	qmin - sisma prev y	-7,26	-127,92	7,02	135,91	-761,29
1	qmin + sisma prev x	34,94	-66,47	-54,81	187,68	-341,32
	qmin - sisma prev x	-43,95	30,90	59,62	-165,90	-796,90
	qmin + sisma prev y	-4,50	59,88	2,41	-269,09	-184,83
	qmin - sisma prev y	-4,50	-95,45	2,41	290,87	-953,39

Tab. 18. Pilastro 1, combinazione dei risultati degli schemi base (valori a filo trave)

Per applicare il criterio di gerarchia delle resistenze occorrono i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono in ciascun nodo; di questi si è calcolato il massimo momento resistente che può essere trasmesso dalle travi a ciascun nodo, sommando in valore assoluto il momento positivo dell'una e quello negativo dell'altra (si è presa la coppia che restituisce la massima somma). Questo valore è stato successivamente moltiplicato per il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  e ripartito tra il pilastro al di sopra e al di sotto del nodo, tenendo conto solo della variazione del taglio di piano lungo l'altezza (nella ripartizione si sono quindi utilizzati i coefficienti indicati nell'ultima colonna della Tab.19).

piano		direzione x			rip.	direzione y			rip.
		sin	des	$\Sigma M$		sin	des	$\Sigma M$	
5	$M_{Rd}^-$	0	-97,7	97,7	0,35	0	-116	116	0,35
	$M_{Rd}^+$	0	97,7		0,65	0	97,7		0,65
4	$M_{Rd}^-$	0	-118,9	118,9	0,42	0	-203,1	203,1	0,42
	$M_{Rd}^+$	0	118,9		0,58	0	118,9		0,58
3	$M_{Rd}^-$	0	-141,2	141,2	0,45	0	-220,5	220,5	0,45
	$M_{Rd}^+$	0	118,9		0,55	0	158,6		0,55
2	$M_{Rd}^-$	0	-141,2	141,2	0,47	0	-242,8	242,8	0,47
	$M_{Rd}^+$	0	118,9		0,53	0	180,8		0,53
1	$M_{Rd}^-$	0	-141,2	141,2	0,5	0	-242,8	242,8	0,5
	$M_{Rd}^+$	0	118,9		0,5	0	180,8		0,5

Tab. 19. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 1 (kNm)

Ricordando che il pilastro è in genere soggetto a pressoflessione deviata, i valori  $M_{c,Rd}$  così ottenuti (seconda e sesta colonna della Tab.20) sono stati intesi come quei valori del momento flettente (agente intorno all'asse perpendicolare al nodo in esame) che accoppiati allo sforzo normale ed al momento flettente agente nell'altro asse, portano la sezione al limite. Quindi per la verifica a pressoflessione deviata si sono considerati non solo i valori del momento flettente  $M_{c,Rd}$ , ma anche lo sforzo normale e il momento flettente agente intorno all'altro asse, il che equivale a calcolare le armature del pilastro in base alle terne di sollecitazione riportate in Tab.20.

piano	direzione x				direzione y			
	My (kNm)	Mx (kNm)	N (kN)		My (kNm)	Mx (kNm)	N (kN)	
6	43,94	58,73	-40,16	-63,76	13,18	52,17	-31,37	-72,55
5	83,07	67,11	-119,77	-188,50	24,92	98,63	-98,97	-209,30
4	89,87	84,08	-188,96	-334,61	26,96	153,52	-140,61	-382,96
3	100,60	90,37	-247,73	-487,16	30,18	157,11	-166,48	-568,41
2	96,97	96,71	-296,51	-643,01	29,09	166,74	-178,23	-761,29
1 testa	91,78	47,35	-341,32	-796,90	27,53	157,82	-184,83	-953,39
1 piede	59,62	187,68			2,41	290,87		

Tab. 20. Pilastro 1, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

Tra il valore della sezione in testa e al piede di ciascun ordine si è riportato il valore peggiore (tranne che per il primo ordine). La tabella riporta due serie di valori: le prime tre colonne si riferiscono al sisma prevalente in direzione  $x$ , dove il momento  $M_y$  è fornito dalla gerarchia delle resistenze ed il valore  $M_x$  è il maggiore tra il valore fornito dal calcolo in corrispondenza al  $M_y$  massimo e il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze nell'altro piano; la seconda serie di valori è riferito al sisma prevalente in direzione  $y$ , quindi questa volta  $M_x$  è fornito dalla gerarchia delle resistenze, mentre  $M_y$  è il maggiore tra il valore fornito dal calcolo in corrispondenza al  $M_x$  massimo e il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze nell'altro piano.

Sulla base di questi valori trovati sono state definite le armature sul lato corto e lungo, progettate a pressoflessione retta (rispettivamente per i valori massimi di  $M_x$  ed  $M_y$ ) abbondando leggermente e poi controllate a pressoflessione deviata.

Operando analiticamente, si può ricavare la quantità di armatura necessaria per il secondo ordine del pilastro analizzato (si riporta in dettaglio il calcolo nel foglio "Pilastro 1"-file "Analisi\_Modale.xlsx"). Si prenderanno quindi in considerazione le terne

- $M_y=96.97$  kNm,  $M_x=96.71$  kNm e  $N=296.51$  kN
- $M_y=29.09$  kNm,  $M_x=166.74$  kNm e  $N=178.23$  kN

le quali richiederanno un'armatura pari alla differenza tra il momento sollecitante  $M_{Ed}$  e l'aliquota portata dal calcestruzzo. Quindi l'area necessaria sul singolo lato sarà pari a

$$\begin{aligned} \text{lato corto} \quad A_s &= \frac{M_{Ed} - M_{Cx(N)}}{(h-2c)f_{yd}} = \frac{166,74 - 59,01}{(0,70 - 2 \times 0,04) \times 391,3} \times 10 = 4,46 \text{ cm}^2 \\ \text{lato lungo} \quad A_s &= \frac{M_{Ed} - M_{Cy(N)}}{(h-2c)f_{yd}} = \frac{96,97 - 39,89}{(0,30 - 2 \times 0,04) \times 391,3} \times 10 = 6,63 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

dove  $M_{c(N)}$  è il momento flettente capace di portare la sezione di calcestruzzo.



In base a questi valori sono state definite le barre da disporre nella sezione e nel caso specifico di questo pilastro si ritiene che sia sufficiente disporre 3Ø20 sul lato corto e 2Ø16 su quello lungo. Questa armatura è stata disposta per i primi due ordini, per quelli successivi al secondo si è ritenuto sufficiente disporre 2Ø20+1Ø16 sul lato corto e 2Ø16 su quello lungo.

Nel definire il quantitativo di barre nella sezione si tenuto in conto dei limiti posti dalla normativa (NTC 08, punto 7.4.6.2.2) che impone un'area totale di armatura pari ad almeno 1% dell'area della sezione di calcestruzzo e che la distanza tra le barre non sia superiore ai 25 cm.

Dato che l'armatura è stata progettata a pressoflessione retta, occorre procedere alla verifica a pressoflessione per tutte le terne ( $M_{x,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ) dovuti al calcolo o alla gerarchia delle resistenze. Per ciascuna terna di valori occorre determinare i momenti resistenti  $M_{x,Rd}$ ,  $M_{y,Rd}$  corrispondenti allo sforzo normale  $N_{Ed}$  e controllare che venga soddisfatta la seguente relazione:

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

Considerando la terna ( $M_y=96.97$  kNm,  $M_x=95.36$  kNm,  $N=296.80$  kN), per questo valore di sforzo normale, si ottiene un momento resistente pari a  $M_{y,Rd}=147.09$  kNm e  $M_{x,Rd}=368.42$  kNm per la quale la verifica è soddisfatta perché

$$\left(\frac{95.36}{368.42}\right)^{1.5} + \left(\frac{96.97}{147.09}\right)^{1.5} = 0.67 < 1$$

Per la seconda terna ( $M_y=29.09$  kNm,  $M_x=166.27$  kNm,  $N=179.94$  kN) si ha  $M_{y,Rd}=137.05$  kNm e  $M_{x,Rd}=343.27$  kNm ed anche in questo caso la verifica è soddisfatta, infatti

$$\left(\frac{166.27}{343.27}\right)^{1.5} + \left(\frac{29.09}{137.05}\right)^{1.5} = 0.44 < 1$$

Lo stesso procedimento è stato ripetuto per tutti quei pilastri che potessero necessitare di un'armatura diversa da quella disposta nel pilastro 1 (vedi file "Pilastri\_edif.xls"). Per avere un'idea di cosa succede in altri casi si è ritenuto interessante capire quanta armatura necessitassero i pilastri 12 e 13: pilastri interni, allungati in direzione y e collegati a due travi emergenti, mentre in direzione trasversale vi sono solo travi a spessore; sono quindi sollecitati a flessione quasi esclusivamente in un piano. Per questi pilastri si è ottenuta un'armatura necessaria nulla, il che suggerisce che in fase di pre-dimensionamento si sarebbe potuto pensare di utilizzare classe di duttilità "B" piuttosto che "A".

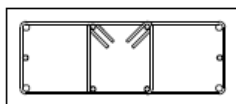
Un po' di armatura in più è richiesta dai pilastri 19 e 22: essi presentano una variazione di sforzo normale elevato per sisma agente in direzione y (184.3÷1044.7 kN), dato che hanno una sola trave emergente lungo questa direzione, ma l'armatura necessaria sul lato corto è comunque la minima che si sarebbe disposta; sul lato lungo, invece, sono richiesti circa 16 cm<sup>2</sup> il che è giustificabile se si considera che lungo questa direzione il pilastro è di piatto tra due di coltello e collegato a due travi emergenti. Solo per questi due pilastri sul lato lungo si sono disposte due barre Ø20 anziché Ø14 che in alcuni piani non sono sufficienti a garantire la gerarchia delle resistenze, ma si è scelto di non

aumentarla ulteriormente perché i pilastri, rispetto al loro lato deformabile, possono essere considerati elementi secondari e quindi non soggetti alla gerarchia delle resistenze.

Per i pilastri restanti dell'edificio (fatta eccezione per il pilastro 30x30 in cui si sono disposte 4Ø20) è sufficiente disporre l'armatura minima, che si è scelto di aumentare leggermente ai primi due ordini. Secondo le norme vigenti del NTC08 per una sezione 30x70 la quantità di armatura minima da disporre è di  $21 \text{ cm}^2$ , cioè non inferiore all'1% dell'area della sezione. Questo impone a disporre barre Ø20 agli spigoli ed aggiungere 1Ø14 nei lati corti e 2Ø14 nei lati lunghi, ottenendo un'area totale di  $21.8 \text{ cm}^2$ .

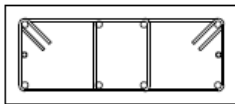
Ordine		VI	V	IV	III	II	I	dalla fondazione
Pilastro	Sezione	armatura						
1	30x70	A	A	A	A	B	B	B
2	70x30	A	A	A	A	B	B	B
3	70x30	A	A	A	A	B	B	B
4	30x70	A	A	A	A	B	B	B
5	30x70	A	A	A	A	B	B	B
6	70x30	A	A	A	A	B	B	B
7	70x30	A	A	A	A	B	B	B
8	30x70	A	A	A	A	B	B	B
9	30x70	A	A	A	A	B	B	B
10	70x30	A	A	A	A	B	B	B
11	30x70	A	A	A	A	B	B	B
12	30x70	A	A	A	A	B	B	B
13	30x70	A	A	A	A	B	B	B
14	30x70	A	A	A	A	B	B	B
15	70x30	A	A	A	A	B	B	B
16	30x70	A	A	A	A	B	B	B
17	30x70	A	A	A	A	B	B	B
18	70x30	A	A	A	A	B	B	B
19	30x70	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1
20	70x30	A	A	A	A	B	B	B
21	70x30	A	A	A	A	B	B	B
22	30x70	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1
23	70x30	A	A	A	A	B	B	B
24	30x70	A	A	A	A	B	B	B
25	30x70	A	A	A	A	B	B	B
26	70x30	A	A	A	A	B	B	B
27	70x30	A	A	A	A	B	B	B
28	30x30	C	C	C	C	C	C	C
29	70x30	A	A	A	A	B	B	B
30	70x30	A	A	A	A	B	B	B
31	30x70	A	A	A	A	B	B	B

SEZIONE A



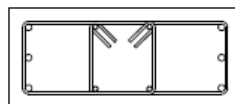
30x70  
4Ø20 + 6Ø14

SEZIONE A1



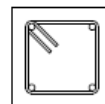
30x70  
8Ø20 + 2Ø14

SEZIONE B



30x70  
6Ø20 + 4Ø14

SEZIONE C



30x30  
4Ø20

Fig. 20. Tabella dei pilastri e relative sezioni

*Pilastri: armatura a taglio.* Anche disponendo armature minime previste dalla normativa, la resistenza a taglio della sezione del pilastro risulta notevolmente elevata (Tab.21). Per il pilastro 1 che è tra i più sollecitati, il taglio nel piano di maggior rigidezza, calcolato secondo la formula

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

in cui  $l_p$  è la lunghezza (netta) del pilastro ed il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  vale 1.3 nel caso di struttura con classe di duttilità "A", non raggiunge i 350 kN. Quindi in zona "critica" (pari a 70 cm) avendo posto una  $\cot \theta = 1.89$  (per i pilastri non è prescritta la limitazione  $\cot \theta = 1$ ) si è deciso di disporre le staffe ad un passo  $\varnothing 8/10$  che può ritenersi accettabile dato che i limiti di normativa impongono di disporle ad un passo pari a  $6\varnothing$  della barra longitudinale più piccola utilizzata, quindi  $6\varnothing 16 = 9.96 \approx 10$  mm. Per la zona centrale (assumendo  $\cot \theta = 2.5$ ) si decide di disporre una doppia staffa  $\varnothing 8/15$ .

sezione 30×70			sezione 70×30		
staffe	$\cot \theta$	$V_{Rd}$ (kN)	staffe	$\cot \theta$	$V_{Rd}$ (kN)
$\varnothing 8/8.4$	1.89	522.3	$\varnothing 8/8.4$ , 4 br.	2.08	453.3
$\varnothing 8/10$	2.11	489.3	$\varnothing 8/10$ , 4 br.	2.31	423.1
$\varnothing 8/15$	2.50	387.4	$\varnothing 8/15$ , 4 br.	2.50	305.2

Tab. 21. Resistenza a taglio del pilastro

*Nodi trave-pilastro.* I nodi che destano maggiore preoccupazione sono quelli d'angolo, come ad esempio il nodo del pilastro 1 di cui si riporta il procedimento eseguito per il 2° impalcato (vedi foglio "Pilastro 1"- file Analisi\_Modale.xlsx). L'armatura superiore della trave è costituita da  $3\varnothing 16 + 2\varnothing 20$  superiori e  $5\varnothing 16$  inferiori (Tab.15), cioè rispettivamente  $12.31 \text{ cm}^2$  e  $10.05 \text{ cm}^2$ . Il taglio prodotto dal sisma prevalente in direzione y nel pilastro superiore è 72.85 kN, mentre lo sforzo normale varia da 166.5 a 568.4 kN. Quindi la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo vale

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_c = 505.2 \text{ kN}$$

per sisma agente con verso negativo e  $V_{jbd} = 399.1$  kN per sisma agente con verso positivo. Essendo  $\eta = 0.432$ ,  $b_j = 30$  cm,  $h_{jc} = 62$  cm si ha  $v_d = 0.063 \div 0.216$ . Il taglio limite per la resistenza a compressione è

$$\eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 805.7 \text{ kN}$$

valore pienamente accettabile. Il taglio limite per la resistenza a trazione è invece

$$f_{ctd} b_j h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N_c}{f_{ctd} b_j h_{jc}}} = 292.9 \text{ kN}$$

essendo  $f_{ctd} = 1.20$  MPa. In questo caso il valore del taglio non è accettabile ed è quindi necessario disporre staffe di contenimento. Essendo  $h_{jw} = 52$  cm e  $\tau = V_{jbd} / b_j h_{jc} = 2.15 / 2.72$  MPa, l'area totale  $A_{sh}$  di tali staffe dovrebbe essere almeno pari a

$$A_{sh} \geq \left[ \frac{(V_{jbd} / b_j h_{jc})^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \right] \frac{b_j h_{jw}}{f_{yd}} = \left[ \frac{2.15^2}{1.20 + 0.063 \times 14.17} - 1.20 \right] \times \frac{30 \times 52}{391.3} \cong 4 \text{ cm}^2$$

per sisma agente con verso positivo, che è la condizione più gravosa perché riduce lo sforzo normale. Il valore ottenuto sembra plausibile se si tiene conto di avere un taglio agente non eccessivo (72.9 kN) ed uno sforzo normale che varia da 166.5 a 568.4 kN. Dato che il valore di armatura richiesta non è eccessiva, si è deciso di proseguire anche nel nodo staffe  $\varnothing 8/10$ , così come si è fatto per la zona "critica" del pilastro.

### Considerazioni sull'impalcato

L'impalcato ha un ruolo fondamentale nel comportamento sismico della struttura, perché ha il compito di trasmettere l'azione sismica dal punto in cui insorge (le singole masse) al punto in cui viene assorbita (gli elementi resistenti), costituendo un vincolo mutuo allo spostamento orizzontale tra i nodi da esso collegati. Ma per garantire un'adeguata resistenza e poter considerare l'impalcato infinitamente rigido, le norme tecniche ne specificano le modalità di realizzazione. In particolare citano che " gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore... purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza" (punto 7.2.6). Tenendo quindi conto della rientranza presente nell'edificio (di dimensioni modeste) ed escludendo tutti gli elementi fuori piano, come ad esempio le rampe e il pianerottolo di riposo della scala, si ritiene che l'edificio non presenti particolari restringimenti ed è quindi da ritenersi di adeguata resistenza e la sua rigidezza è tale da poter considerare plausibile l'ipotesi iniziale di impalcato continuo e indeformabile. Si precisa però che ai fini di migliorare le prestazioni della struttura si è deciso di inserire ugualmente una trave a spessore fuori calcolo che serve da "cucitura" tra le due parti dell'edificio che potrebbero presentare variazioni di comportamento indotto dalle deformazioni dell'impalcato.

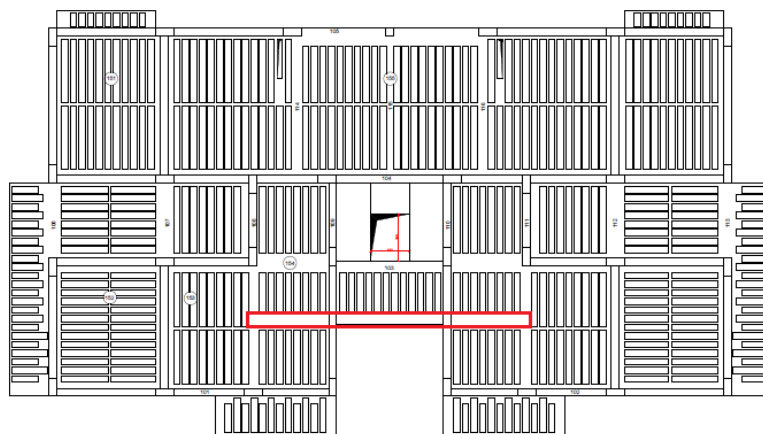


Fig. 21. Trave di cucitura