



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

---

**CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE**  
**IN ZONA SISMICA**

*Prof. Ing. Aurelio Gherzi*  
*Prof. Ing. Fabio Neri*

Allievo:  
Giovanni Randazzo  
Matricola:  
O49000156

---

**ANNO ACCADEMICO 2016/2017**

## Relazione generale e validazione del progetto

### Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito a Misterbianco (CT) in via Marchese 47. Il suolo in cui è situato l'edificio viene classificato, ai fini sismici, come suolo di tipo B.

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

Tab. 1. Parametri che individuano la sismicità della zona

$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$
30	0.062	2.559	0.243
50	0.076	2.553	0.263
475	0.200	2.482	0.361
975	0.276	2.435	0.444

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 B, riportati nella tabella che segue.

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

Stato Limite	S	Fo	$T_B$	$T_C$	$T_D$
SLV	1,2	2,482	0,162 s	0,486 s	2,400 s
SLD	1,2	2,553	0,126 s	0,378 s	1,904 s

Nella figura che segue sono riportati i due spettri di risposta elastica, per SLD e SLV. Il valore massimo dell'accelerazione, nel tratto compreso tra  $T_B$  e  $T_C$ , è pari rispettivamente a 0.596 g per SLV e 0.233 g per SLD.

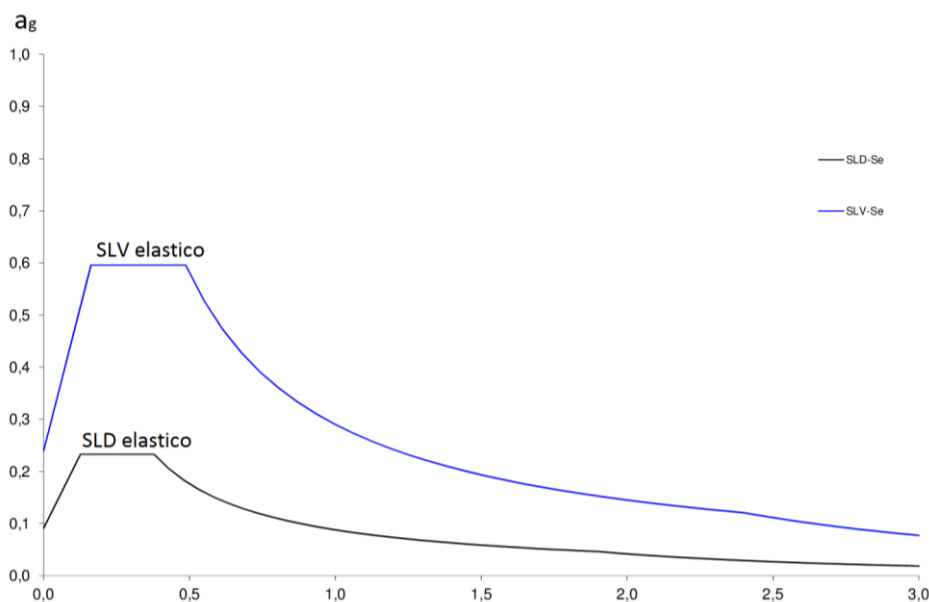


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo B

## Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano interrato, un piano terra e cinque piani in elevazione, quindi da un totale di sette piani. La pianta ha una forma a rettangolo compatto, quasi ad H. La copertura è costituita da una terrazza praticabile, cui si accede da un torrino scale. Nelle figure che seguono sono riportate le piante dei diversi piani e le sezioni dell'edificio.

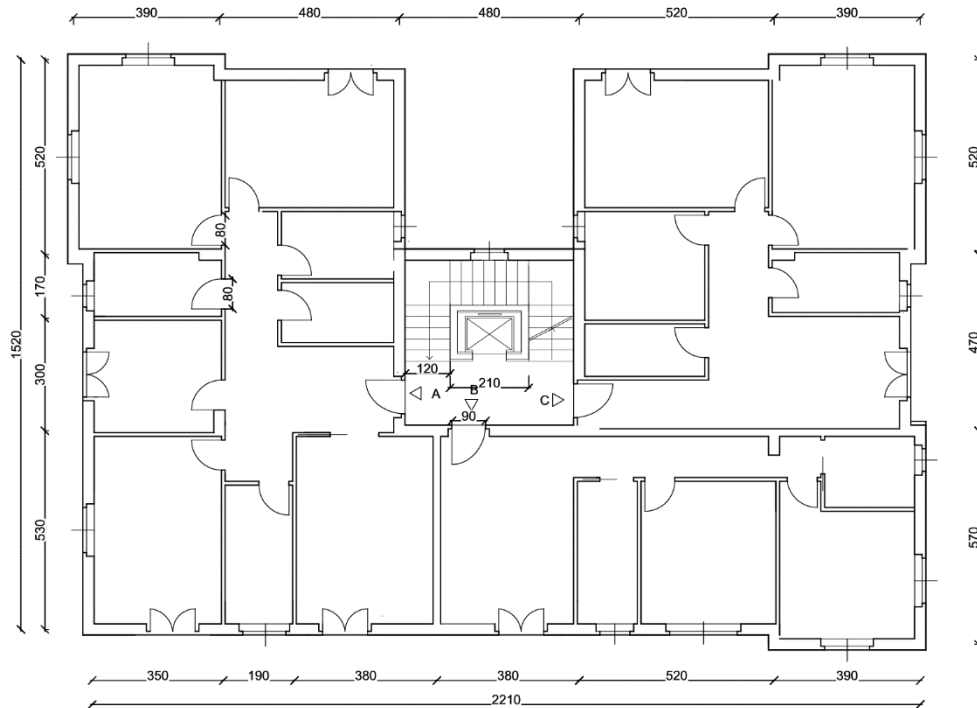


Fig. 2. Pianta piano terra

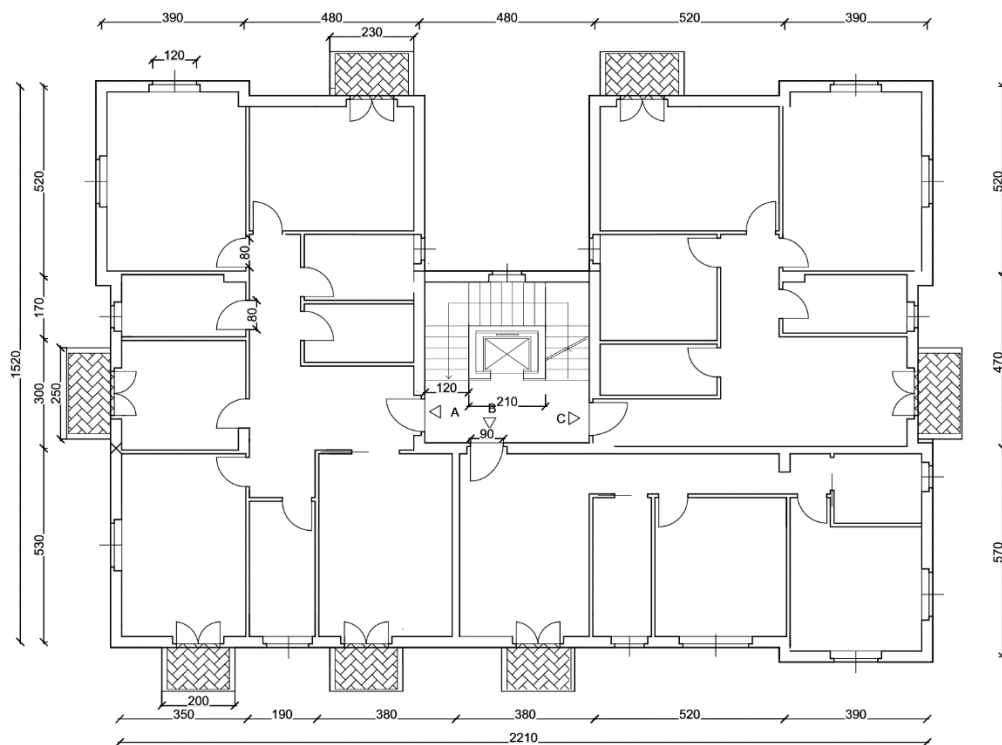


Fig. 3. Pianta piano tipo

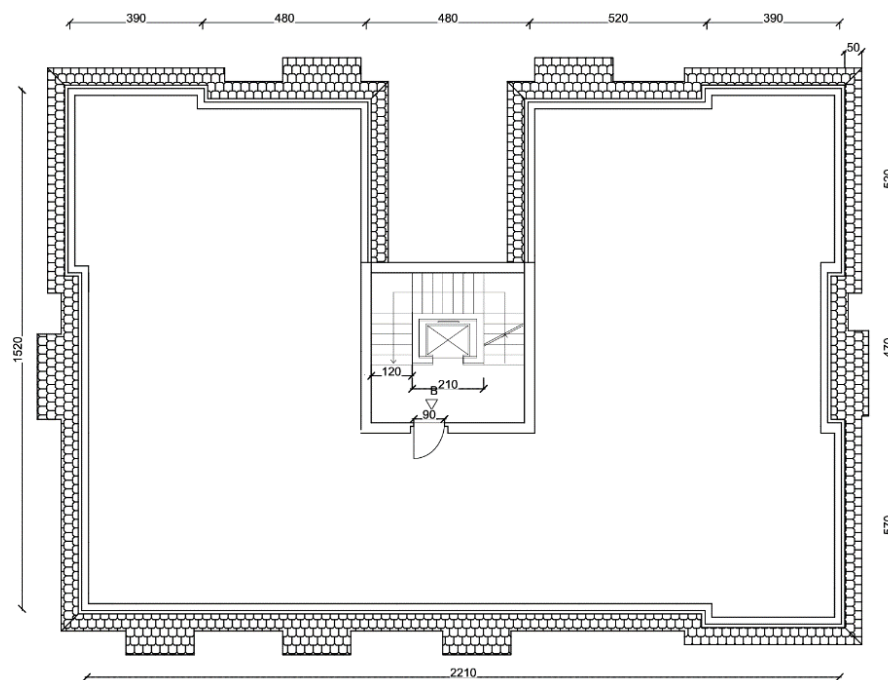


Fig. 4. Pianta copertura

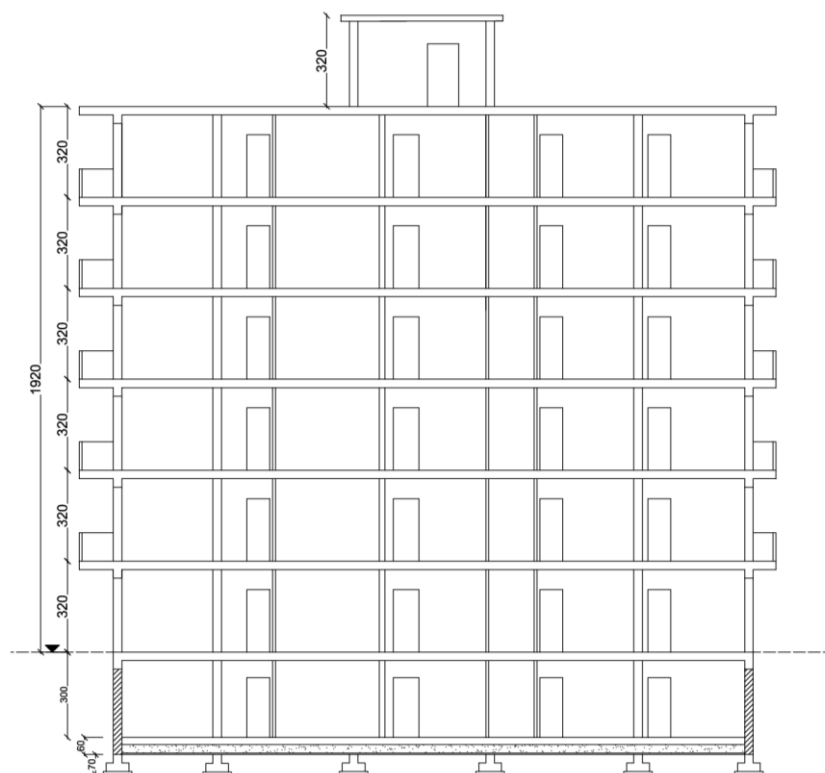


Fig. 5. Sezione Nord – Sud

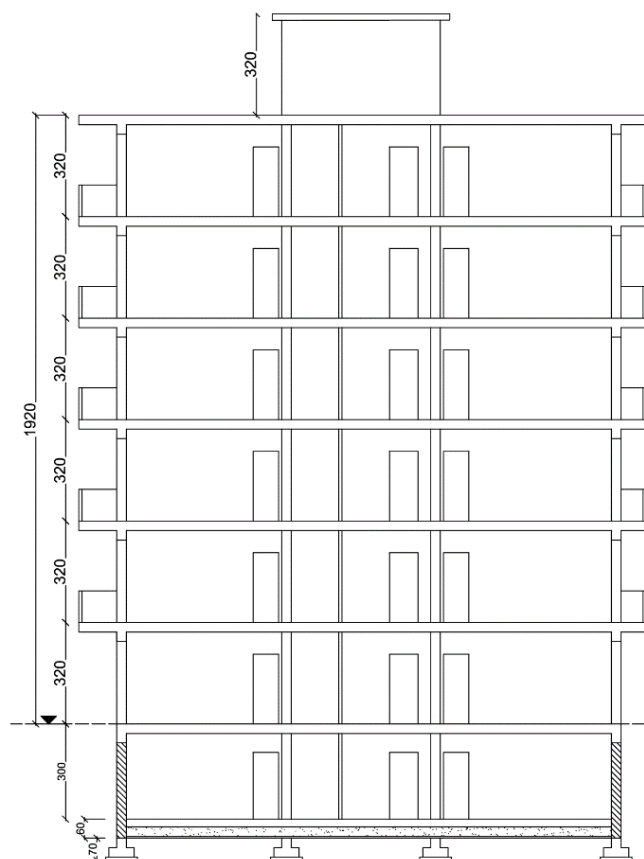


Fig. 6. Sezione Nord – Sud

### 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. Nel piano interrato sono presenti pareti in cemento armato collegate alla struttura, queste impediscono al primo impalcato di muoversi. 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. La carpenteria di 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 9, 10, 15 e 16.

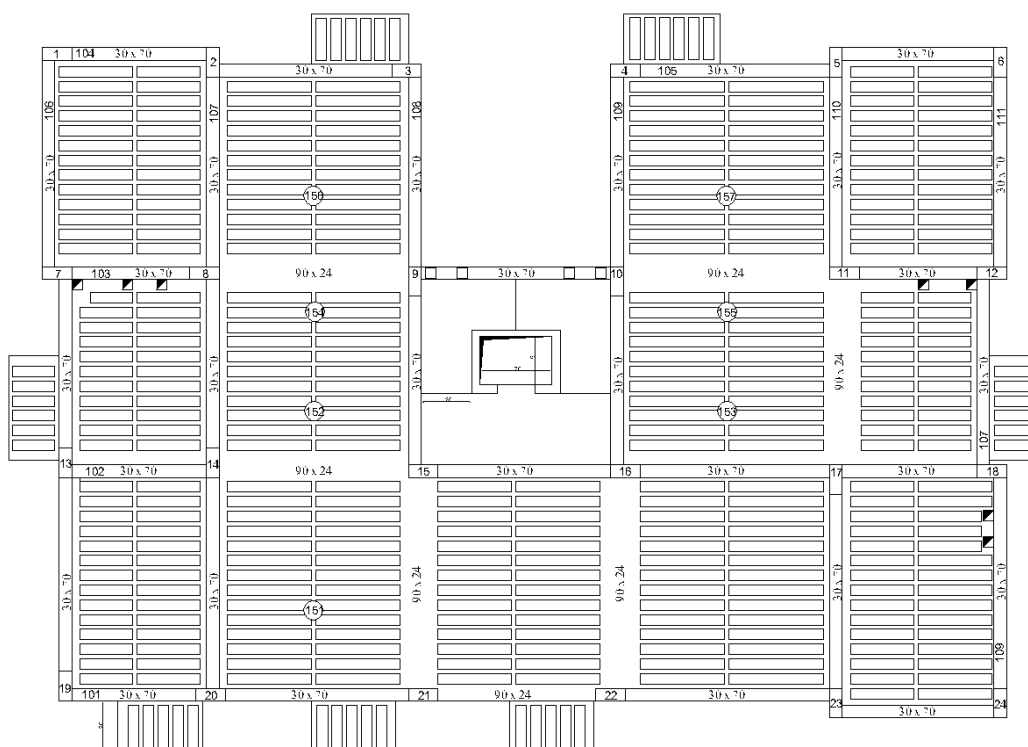


Fig. 7. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri mantengono la stessa sezione  $30 \times 70$  in tutti i piani. Solo in corrispondenza del torrino scale i pilastri hanno sezione  $30 \times 50$ . Le travi emergenti hanno in genere sezione  $30 \times 70$  ai primi quattro ordini,  $30 \times 60$  al quinto e sesto ordine, mentre nella copertura e nel torrino scala hanno sezione  $30 \times 50$ . Le travi a spessore hanno tutte sezione  $90 \times 24$ .

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

Impalcato	pilastri	travi emergenti	Travi a spessore
torrino	$30 \times 50$	$30 \times 50$	$90 \times 24$
7	$30 \times 70$	$30 \times 50$	$90 \times 24$
6	$30 \times 70$	$30 \times 60$	$90 \times 24$
5	$30 \times 70$	$30 \times 60$	$90 \times 24$
4	$30 \times 70$	$30 \times 70$	$90 \times 24$
3	$30 \times 70$	$30 \times 70$	$90 \times 24$
2	$30 \times 70$	$30 \times 70$	$90 \times 24$

La scala è formata da tre rampe, cui due sono solette rampanti. 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.

## Esame visivo della struttura

Nonostante la forma quasi simmetrica della pianta, non si hanno veri assi di simmetria, quindi è necessaria 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.

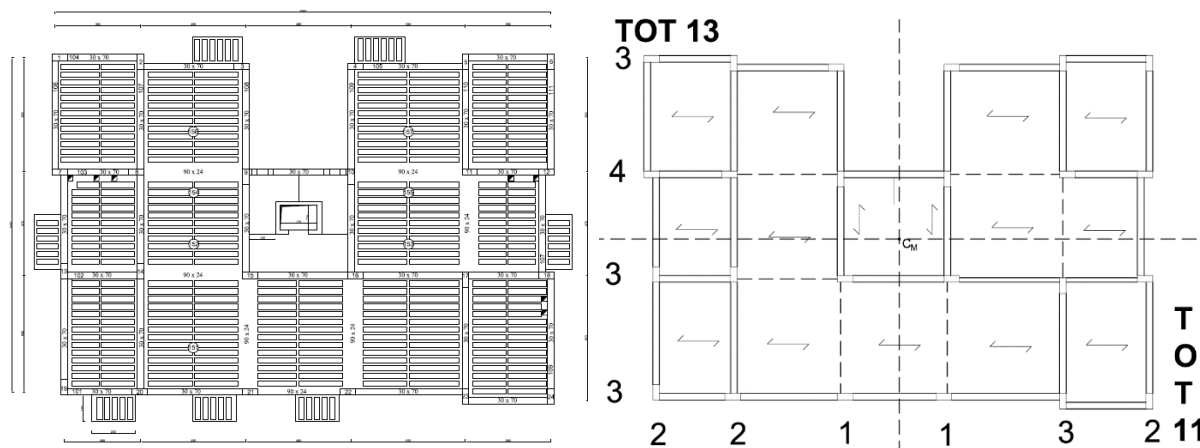


Fig. 8. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

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

La rigidità dei pilastri dipende principalmente dalla loro sezione e quindi dal fatto di essere disposti di coltello oppure di piatto rispetto alla direzione del sisma. Le travi influiscono però in maniera molto rilevante sulla rigidità dei pilastri. Per avere una sufficiente rigidità il pilastro deve essere vincolato almeno da una trave emergente.

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

Dei 24 pilastri, 13 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con  $x$ ) e 11 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (che si indica con  $y$ ). Visto il numero di pilastri rigidi e di travi emergenti presenti nelle due direzioni e tenendo conto del fatto che tutti i pilastri hanno la stessa sezione, la rigidità della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni, come si può vedere in figura 8.

La distribuzione dei pilastri appare sicuramente bilanciata rispetto alla direzione  $x$ , perché 7 pilastri sono al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e 6 al di sotto ed il loro baricentro è, a occhio, non distante dall'asse baricentrico. Mentre rispetto alla direzione  $y$ , 5 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 6 a destra. Occorre però controllare se il loro baricentro sia in prossimità del baricentro delle masse oppure ricade a sinistra di esso, cioè se la parte destra risulta meno rigida della sinistra, e quella di sopra è più o meno rigida di quella di sotto. Questo aspetto è stato successivamente valutato con attenzione nell'esaminare i risultati del calcolo.

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, 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 del torreno scale. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, riducendosi nei piani più alti come mostrato in Tab. 3.

L'impalcato 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.

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

### Previsione numerica del comportamento della struttura

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

Il calcolo è stato effettuato facendo riferimento ad una analisi lineare statica. Si è scelto di progettare la struttura come classe di duttilità bassa (CD "B"). Si tratta di una struttura intelaiata, con più piani e più campate, con un piano interrato realizzato con pareti in cemento armato. L'edificio è regolare in altezza e probabilmente anche regolare in pianta (ai fini della valutazione del fattore di struttura un edificio deve essere considerato regolare in pianta se presenta un comportamento sostanzialmente bilanciato). È quindi possibile utilizzare un valore del fattore di struttura  $q$  pari a  $3 \times 1.3 = 3.9$ . Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue.

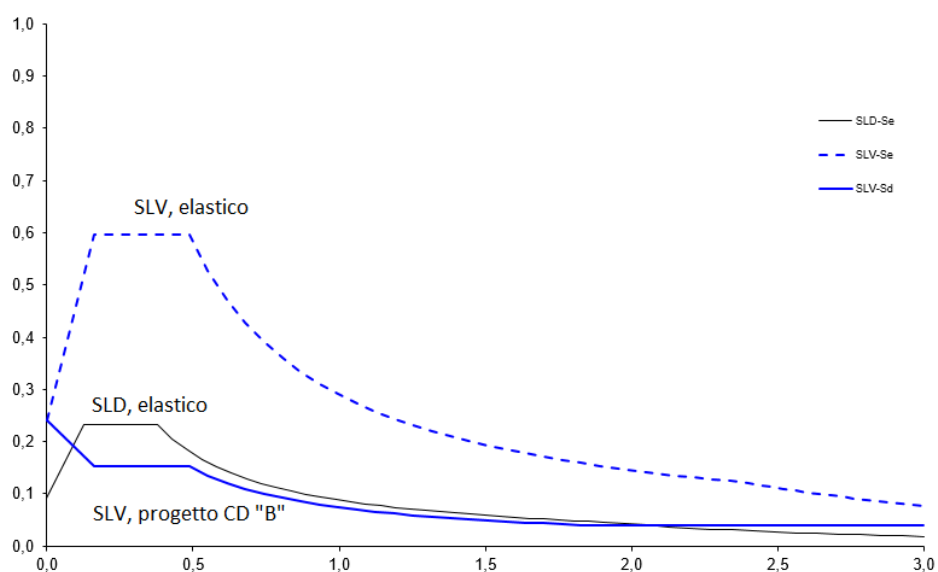


Fig. 9. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo B e  $q=3.9$

È stata effettuata l'analisi dei carichi unitari agenti sul solaio, sugli sbalzi, nelle travi e nei pilastri della struttura (vedere il file excel "Cartella Lavoro Sismica").



Tab. 4. Analisi Carichi unitari

	g1k [kN/m2]	g2k [kN/m 2]	qk [kN/m 2]	Ψ	g1d	g2d + qd	TOTALE senza si- sma	g1k [kN/m2 ]	g2k + ψ2 qk	TOTALE con sisma
Solaio piano tipo (escl. Tramezzi)	3,86		2	0,3	5,01	3,00	8,01	3,86	0,60	4,46
Tramezzi		1,2		0,3	0,00	1,80	1,80	0,00	1,20	1,20
Solaio tipo totale	3,86	1,2	2	0,3	5,01	4,80	9,81	3,86	1,80	5,66
Solaio copertura	4,00		2	0,3	5,20	3,00	8,20	4,00	0,60	4,60
Solaio torrino scala	3,32		0,5	0	4,31	0,75	5,06	3,32	0,00	3,32
Sbalzo piano tipo	4,11		4	0,6	5,34	6,00	11,34	4,11	2,40	6,51
Sbalzo copertura, cornicione	3,90		0,5	0	5,07	0,75	5,82	3,90	0,00	3,90
Scala	4,80		4	0,6	6,24	6,00	12,24	4,80	2,40	7,20
Travi 30 X 70	4,46				5,79		5,79	4,46	0,00	4,46
Travi 30 X 60	3,71				4,82		4,82	3,71	0,00	3,71
Travi 30 X 50	2,96				3,84		3,84	2,96	0,00	2,96
Travi 90 X 24	4,76				6,19		6,19	4,76	0,00	4,76
Tamponature	5,8				7,54		7,54	5,80	0,00	5,80
Tramezzi	3				3,90		3,90	3,00	0,00	3,00
Pilastrini 30 X 70	15,23				19,7 9		19,79	15,23	0,00	15,23
Pilastrini 30 X 50 Torrino Scala	10,13				13,1 6		13,16	10,13	0,00	10,13

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 i valori di incidenza ricavati dal rapporto tra il peso dell'impalcato e la sua superficie. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 5. Valore stimato del peso delle masse di piano

Impalcato	Superficie [m2]	Incidenza KN/m2	Peso kN	Massa
Torrino + 7	417,64	7.8	3258.99	332.21
6, 5, 4, 3	361.3	9.37	3386.65	345.22
2	329.62	9.98	3291.17	335.49
Totale (senza Imp. I)			20096.77	2048.60

Successivamente verranno valutate le masse con una analisi dettagliata degli elementi presenti a ciascun livello, quindi verrà calcolato a ciascun piano il rapporto tra peso ed area. Il valore ottenuto dovrebbe rientrare, nel caso di un edificio in cemento armato, nell'intervallo 8-11 kN/m<sup>2</sup>.

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.688 \text{ sec}$$

Dove  $C_1 = 0.075$  per strutture intelaiate in cemento armato.

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

$$S_e = a_g \frac{T_c}{T_1} = 0,596 \times \frac{0,487}{0,688} = 0,422 \text{ g}$$

mentre per quello di progetto

$$S_d = \frac{S_e}{q} = \frac{0,422}{3,9} \text{ g} = 0,108 \text{ g}$$

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

Tab. 6. Taglio globale impalcati

IMPALCATO	Peso W [kN]	Quota z [m]	Wz [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
Torrino + 7	3258,99	19,2	62572,67	514,35	514,35
6	3386,7	16	54186,46	445,41	959,76
5	3386,7	12,8	43349,16	356,33	1316,09
4	3386,7	9,6	32511,87	267,25	1583,34
3	3386,7	6,4	21674,58	178,16	1761,50
2	3291,1665	3,2	10531,73	86,57	1848,07
SOMMA	20096,77		224826,48		

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 dei pilastri per tipologia ai diversi piani e gli spostamenti conseguenti all'azione sismica. La rigidezza è stata stimata con l'espressione:

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

Dove  $L_p$  è la lunghezza dei pilastri (altezza di interpiano) e  $L_t$  la lunghezza media delle travi.

Sommando le rigidezze dei singoli pilastri si ottiene la rigidezza di piano della struttura. Questo procedimento comporta un maggior onere computazionale.

Il dettaglio dei calcoli è riportato nel file excel "Cartella Lavoro Sismica", in particolare nei fogli "Rigidezze", "bil. Rigid. Piano tipo" e gli altri riguardanti il resto degli impalcati. Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente per la direzione  $x$  e quella  $y$ .

Tab. 7. Riepilogo rigidezze di piano

ORDINE	K direzione x	K direzione y
7	304,36	319,51
6, 5	406,86	360,39
4, 3	523,69	471,76
2	657,82	641,83

Le rigidezze variano con regolarità lungo l'altezza, confermando il giudizio di regolarità in altezza espresso in seguito all'esame visivo della struttura. L'unica differenza si ha nel primo ordine, il quale viene considerato aventi rigidezze molto maggiori (dovute alle pareti in c.a.) rispetto ai piani sovrastanti. 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. 8. Spostamenti di piano – direzione x

DIREZIONE X					
ORDINE	F [kN]	V [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
7 + TORRINO	514,35	514,35	304,36	1,69	16,48
6	445,41	959,76	406,86	2,36	14,79
5	356,33	1316,09	406,86	3,23	12,43
4	267,25	1583,34	523,69	3,02	9,20
3	178,16	1761,50	523,69	3,36	6,17
2	86,57	1848,07	657,82	2,81	2,81

Tab. 9. Spostamenti di piano – direzione y

DIREZIONE Y					
ORDINE	F [kN]	V [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
7 + TORRINO	514,35	514,35	319,51	1,61	17,89
6	445,41	959,76	360,39	2,66	16,28
5	356,33	1316,09	360,39	3,65	13,62
4	267,25	1583,34	471,76	3,36	9,97
3	178,16	1761,50	471,76	3,73	6,61
2	86,57	1848,07	641,83	2,88	2,88

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh. Il periodo trovato per la direzione x è abbastanza vicino a quello stimato con la formula di normativa (0.669 s anziché 0.688 s). Nella direzione y il periodo è anch'esso 0.669 s. Nel seguito il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza (cioè corrispondenti al periodo 0.688 s).

Tab. 10. Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh per la direzione x

PERIODO PROPRIO DELLA STRUTTURA (DIREZIONE X)					
ORDINE	m [kN s <sup>2</sup> /m]	F [kN]	u [mm]	F u [kN mm]	m u <sup>2</sup> [kN mms <sup>2</sup> ]
7 + TORRINO	332,21	514,35	16,48	8476,45	90,23
6	345,22	445,41	14,79	6587,69	75,52
5	345,22	356,33	12,43	4429,59	53,35
4	345,22	267,25	9,20	2457,72	29,20
3	345,22	178,16	6,17	1099,81	13,16
2	335,49	86,57	2,81	243,21	2,65
SOMMA				23294,47	264,09

T [sec] =	0,669
-----------	-------

Tab. 11. Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh per la direzione y

PERIODO PROPRIO DELLA STRUTTURA (DIREZIONE Y)					
ORDINE	m [kN s <sup>2</sup> /m]	F [kN]	u [mm]	F u [kN mm]	m u <sup>2</sup> [kN mms <sup>2</sup> ]
7 + TORRINO	332,21	514,35	17,89	9203,85	106,38
6	345,22	445,41	16,28	7253,30	91,55
5	345,22	356,33	13,62	4853,69	64,05
4	345,22	267,25	9,97	2664,32	34,31
3	345,22	178,16	6,61	1178,25	15,10
2	335,49	86,57	2,88	249,27	2,78
SOMMA				25402,67	314,17

T [sec] = 0,669 *e 0,699s*

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, 13 pilastri 30×70 e 15 travi 30×70 (nei primi 4 impalcato), travi 30×60 (nel quinto e nel sesto impalcato) e 30×50(nel settimo impalcato);
- in direzione y, 11 pilastri 30×70 e 15 travi 30×70 (nei primi 4 impalcato), travi 30×60 (nel quinto e nel sesto impalcato) e 30×50(nel settimo impalcato).

*Avendo usato l'approccio per Tipologie di pilastri, qui si voleva il n. pil. equivalenti:*

La ripartizione è stata fatta, a vantaggio di sicurezza, con riferimento alla direzione x. 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 forfetariamente anche un piccolo contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidità della trave di fondazione). Infine, il momento flettente nelle travi è stato stimato con riferimento all'equilibrio di un nodo a quattro vie e quindi come media tra il momento al piede del pilastro superiore e del momento in testa al pilastro inferiore. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 12. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

IMPALCATO	V globale	V pilastro	Momento Pilastro [kNm]	Momento Trave [kNm]	ΔN Pilastro [kN]
7	514,35	39,57	50,64	25,32	9,74
6	959,76	73,83	118,12	84,38	42,19
5	1316,09	101,24	161,98	140,05	96,06
4	1583,34	121,80	194,87	178,43	164,69
3	1761,50	135,50	216,80	205,84	243,85
2 testa	1848,07	184,81	236,55	226,68	331,04
2 piede			354,83		

*qui i/10, non spiegato perché*

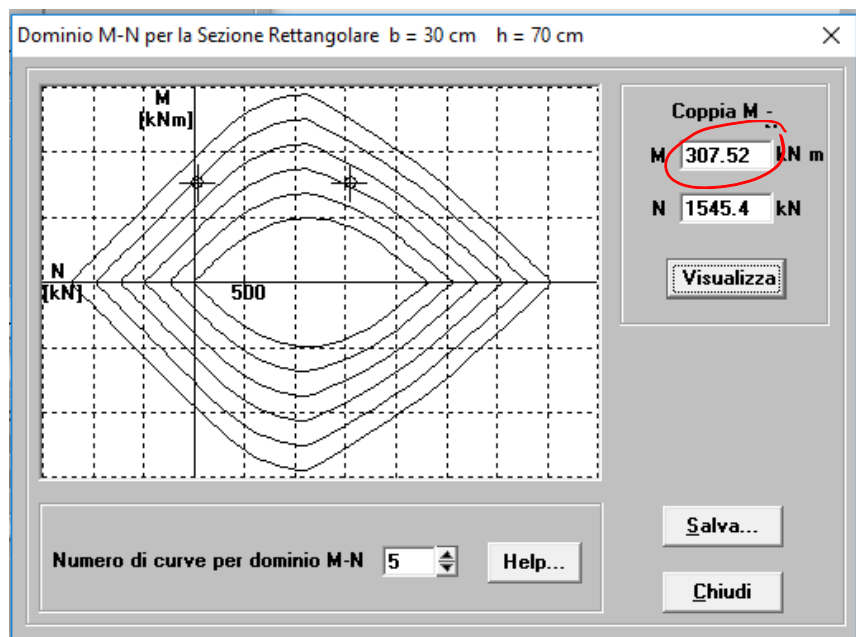
Questi valori dovrebbero corrispondere con i risultati del calcolo per sisma in direzione x, con riferimento allo schema con centro di massa nella sua posizione nominale. L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti orizzontali del sisma potranno produrre incrementi di circa il 20% nei telai di estremità. Occorre inoltre tener conto che per i pilastri tutti i valori, escluso quello alla base del secondo ordine, dovranno essere incrementati per la gerarchia delle resistenze. L'incremento indicato dalla normativa per CD "B" è del 10%, ma tenendo conto delle sovraresistenza delle travi è opportuno considerare un incremento maggiore, orientativamente del 50%. I valori massimi ottenuti risultano comunque prossimi a quelli al piede dei pilastri del secondo ordine.

*troppo*

*e cosa concludi per le travi ?*

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a circa 53 kN/m in assenza di sisma e 32 kN/m in presenza di sisma. Valori dettagliati sono riportati nel foglio "Analisi dei carichi" all'interno del file "Cartella Lavoro Sismica". A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 144.1 kNm e 88.57 kNm, con riferimento ad una campata lunga 5.20 m.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 364.54 kN a 1214.36 kN per i carichi in condizioni sismiche, con un  $\Delta N = 331$  kN. Valori dettagliati sono riportati nel foglio "Caratteristiche Sollecitazioni" in "Cartella Lavoro Sismica". Considerando per il pilastro 30x70 un momento massimo pari a 329.1 kNm, la figura che segue mostra che sono necessari 4Ø20 sul lato corto.



*punti 327.5 e  
non 354.8  
x 1.2 ?*

Fig. 10. Domini di resistenza dei pilastri

## Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Il passo successivo all'analisi dei carichi unitari è stato il calcolo dei carichi verticali agenti nelle 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"), distinguendo i telai in direzione  $x$  da quelli in direzione  $y$ .

I valori di carico sono riportati foglio "Carichi", dove sono stati calcolati in dettaglio i carichi verticali agenti sulle travi nelle due condizioni di carico citate poc'anzi.

Nel foglio "Masse di Piano" sono riportate 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. 13. Masse di piano

Impalcato	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]
7 + torrino	417,64	332,21	3258,99	7,80	12,76	9,01	8,59
6	361,30	345,22	3386,65	9,37	12,29	8,44	8,19
5	361,30	345,22	3386,65	9,37	12,29	8,44	8,19
4	361,30	354,16	3474,33	9,62	12,29	8,44	8,19
3	361,30	354,16	3474,33	9,62	12,29	8,44	8,19
2	329,62	335,49	3291,17	9,98	12,39	8,48	8,05

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 è stato calcolato tramite i valori dei raggi giroscopici di inerzia ricavati da Autocad.

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 22.5 m in direzione  $x$  e 15.5 m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali sono 0.775 m e 1.125 m, rispettivamente per sisma agente in direzione  $x$  e in direzione  $y$ .

## Programma di calcolo e modellazione della struttura

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

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani e un piano interrato con pareti in cemento armato, questa scelta di modellazione è giustificata dalla notevole rigidità del primo ordine. 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).

ma le pareti come sono modellate?

La struttura intelaiata presenta alcune particolarità causate dall'approssimazione delle pareti, infatti queste non sono state modellate con un elemento parete ma fornendo valori di sezioni agli elementi del primo ordine molto elevate così da avere una rigidezza molto elevata, simulando così l'effetto delle pareti. Si sottolinea in particolare che anche la soletta rampante della scala non costituisce vincolo mutuo tra gli impalcati, essendo costituita da rampe separate in corrispondenza del pianerottolo di riposo e collegate direttamente all'impalcato di provenienza.

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

La struttura è stata analizzata mediante analisi lineare. L'effetto del sisma è stato valutato mediante analisi modale con spettro di risposta. Lo spettro utilizzato è quello di progetto, ottenuto dai dati del sito e dall'uso di un fattore di struttura  $q=3.9$ , già riportato in precedenza.

Sono stati risolti sei schemi base.

1. Carichi verticali (permanententi e variabili) valutati in condizione non sismica ( $g_d+q_d$ ), applicati a tutte le campate.
2. Carichi verticali (permanententi 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. Il dettaglio della determinazione delle coppie di piano è riportato nel foglio "Forze Statiche" del file "Cartella Lavoro Sismica".

### **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 2y (20...2) per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella figura che segue. I valori del momento flettente agli estremi delle travi sono maggiori rispetto alla condizione di carichi verticali minimi.

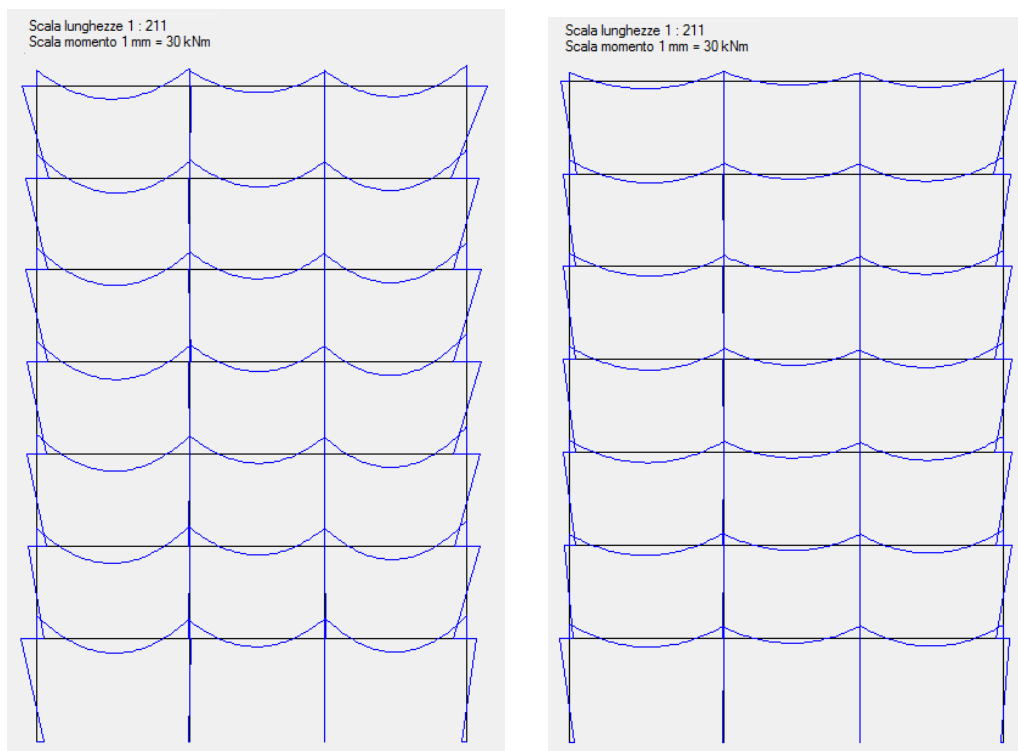


Fig. 11. Diagramma del momento flettente – telaio 2y (20...2), carichi verticali massimi (sinistra) e minimi (destra)

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.

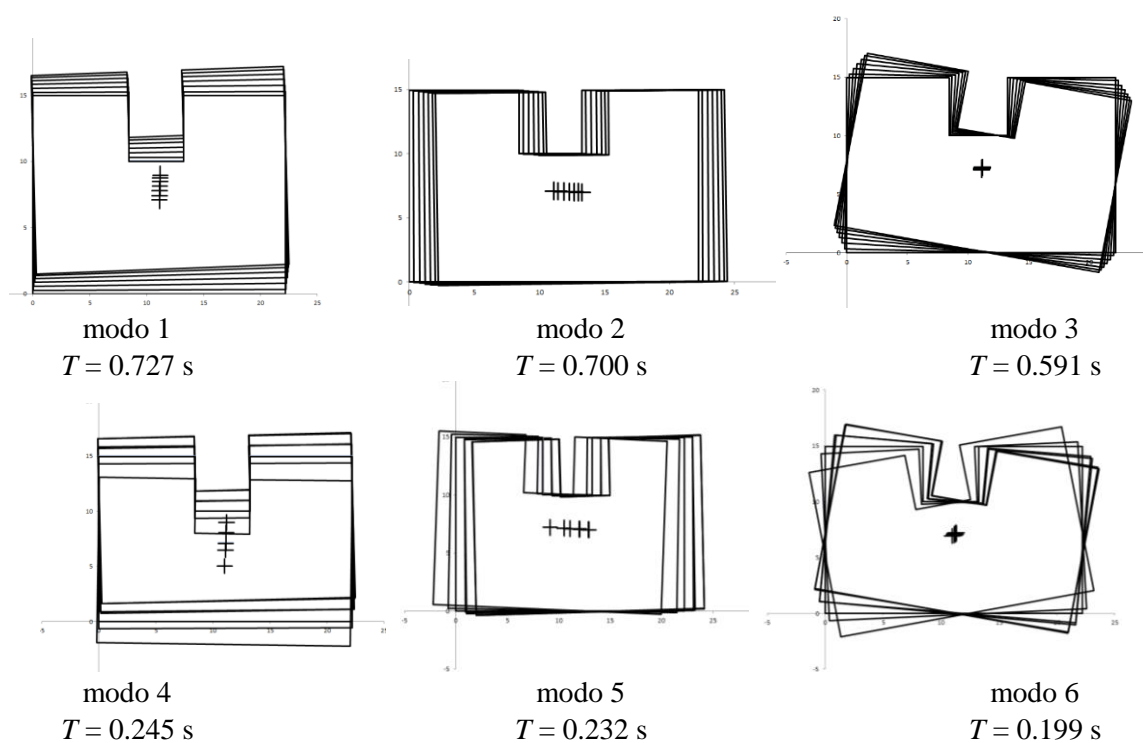


Fig. 12. Modi di oscillazione libera della struttura

Se questi sono i periodi giusti, da dove venivano  
 16  
 quelli indicati nella 1<sup>a</sup> relazione?



Il primo modo mostra traslazioni in direzione y, accoppiate con rotazioni non trascurabili ma non particolarmente elevate, che si ritengono accettabili. Il suo periodo (0.727 s) è di poco superiore rispetto a quello previsto (0.688 s). Il secondo modo mostra traslazioni in direzione y, con trascurabili rotazioni. Il suo periodo (0.700 s) è quasi coincidente con quello previsto. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione. Il suo periodo (0.591 s) è nettamente inferiore rispetto ai primi due, mostrando che la struttura ha una buona rigidezza torsionale. I modi successivi mostrano spostamenti e rotazioni sostanzialmente disaccoppiati, con inversioni di segno; corrispondono quindi a quelli che sarebbero i modi successivi al primo per uno schema piano.

Le masse partecipanti relative ai 21 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione y, il secondo per la x) con massa partecipante inferiore al 70% ed un successivo modo (il quarto per la direzione y, il quinto per la x) che contribuisce con un ulteriore 9%, infine a causa della presenza delle pareti al primo ordine si ha un ulteriore contributo della massa partecipante (al diciannovesimo per la direzione y, al ventesimo per la direzione x) del 13,5%. 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.

Tab. 17. Masse partecipanti, per sisma x e y

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,727	0,14%	69,04%
2	0,700	69,69%	0,19%
3	0,591	0,24%	1,32%
4	0,245	0,02%	9,63%
5	0,232	9,96%	0,03%
6	0,199	0,19%	0,07%
7	0,135	0,00%	3,34%
8	0,127	3,18%	0,00%
9	0,108	0,12%	0,00%
10	0,091	0,00%	1,80%
11	0,086	1,66%	0,00%
12	0,072	0,10%	0,00%
13	0,066	0,01%	0,91%
14	0,063	0,81%	0,01%
15	0,055	0,01%	0,27%
16	0,052	0,26%	0,01%
17	0,052	0,03%	0,01%
18	0,043	0,02%	0,00%
19	0,015	0,00%	13,35%
20	0,012	13,55%	0,00%
21	0,009	0,04%	0,03%

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione x è riportato nella figura che segue. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti minore rispetto quello stimato (16.48 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

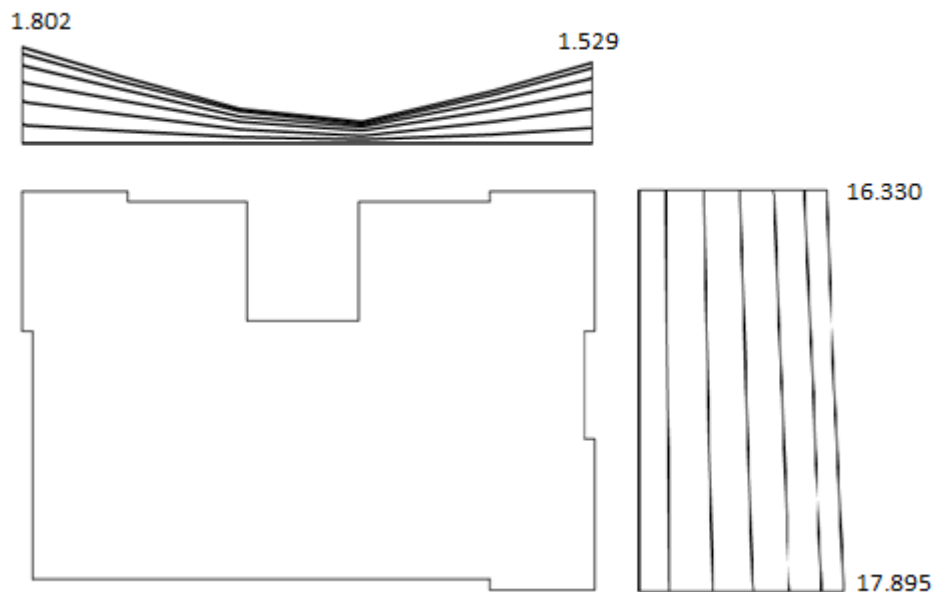


Fig. 13. Involuppo delle deformate modali, sisma  $x$

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 conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $x$ , mentre i momenti al primo ordine sono molto grandi poiché sono stati inseriti valori di pilastri e travi elevati per avere rigidità elevate (si è cercato di avere un valore prossimo a quello che si avrebbe con le pareti in calcestruzzo armato), quindi non devono essere considerati.

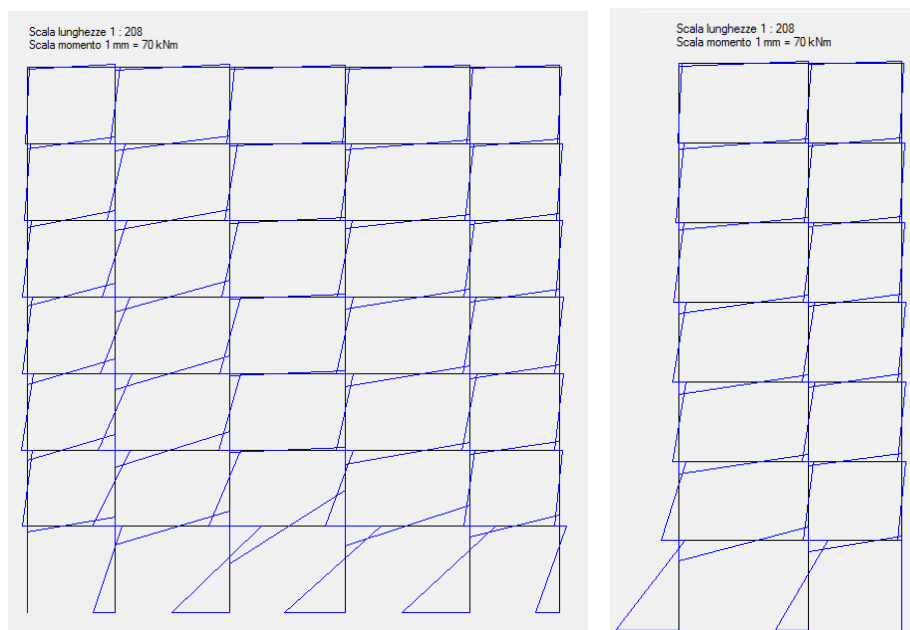


Fig. 14. Diagramma del momento flettente nei telai  $1x$  e  $5x$ , analisi modale, sisma  $x$

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai di estremità ( $1x$  e  $5x$ ) per effetto del sisma in direzione  $x$ , sono stati omessi dalla figura i diagrammi del primo ordine per la presenza delle pareti in cemento armato. Lo

scarto rispetto alla previsione è modesto e l'analisi numerica svolta conferma quindi le previsioni fatte.

Tab. 18. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma  $x$

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 1x	telaio 5x	previsto	telaio 1x	telaio 5x
6	65,84	80,24	41,984	25,32	43,31	26,60
5	153,56	139,15	69,174	84,38	108,21	62,86
4	210,57	168,41	71,728	140,05	148,08	82,39
3	253,33	220,16	93,201	178,43	227,19	103,59
2 testa	281,84	236,90	92,179	205,84	251,42	113,29
2 piede	307,52	210,37	91,51			

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione  $y$  è riportato nella figura che segue. In questo caso si nota una rotazione, con spostamenti all'estremo destro maggiori rispetto a quello sinistro, anche se entrambi i valori sono vicini allo spostamento previsto (17.89 mm). Nonostante questa differenza di spostamento tra i due estremi non è facile definire una soglia oltre la quale la struttura debba essere definita planimetricamente irregolare. La mia personale opinione è che questa sia una situazione prossima al limite, forse ancora accettabile, ma che se si andasse ancora oltre sarebbe necessario prendere appositi provvedimenti (fondamentalmente intervenire sulla struttura per migliorarne il bilanciamento e solo come ipotesi estrema lasciarla inalterata riducendo il fattore di struttura).

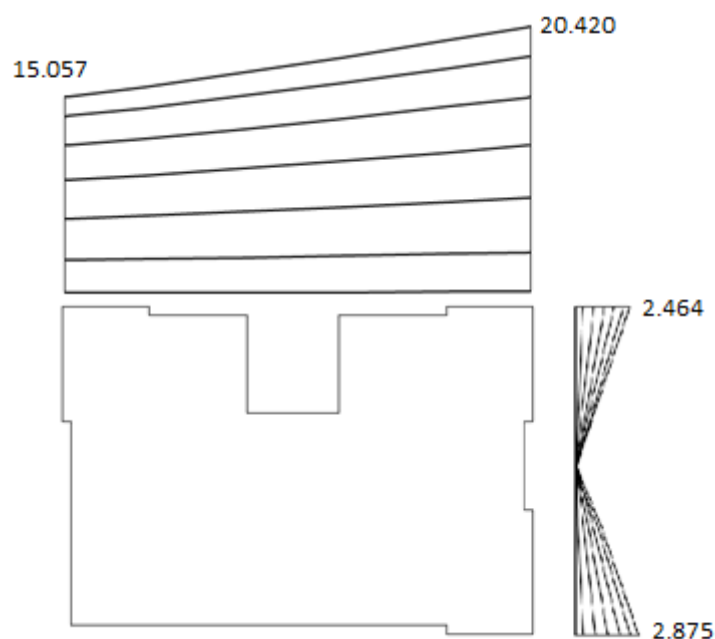


Fig. 15. Involuppo delle deformate modali, sisma  $y$

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in un telaio posto a sinistra (2y) e nel telaio all'estremità destra (6y) per effetto del sisma in direzione  $y$ . Nelle immagini si può notare che nel telaio 2y (il telaio maggiormente caricato della struttura, poiché in questo grava il solaio) i momenti sono maggiori rispetto che nel telaio 6y. Come nel caso di sisma in direzione  $x$ , i momenti al primo ordine devono essere trascurati poiché anche in questi telai sono stati inseriti dei valori forfettari di sezioni per dare una rigidezza maggiore.

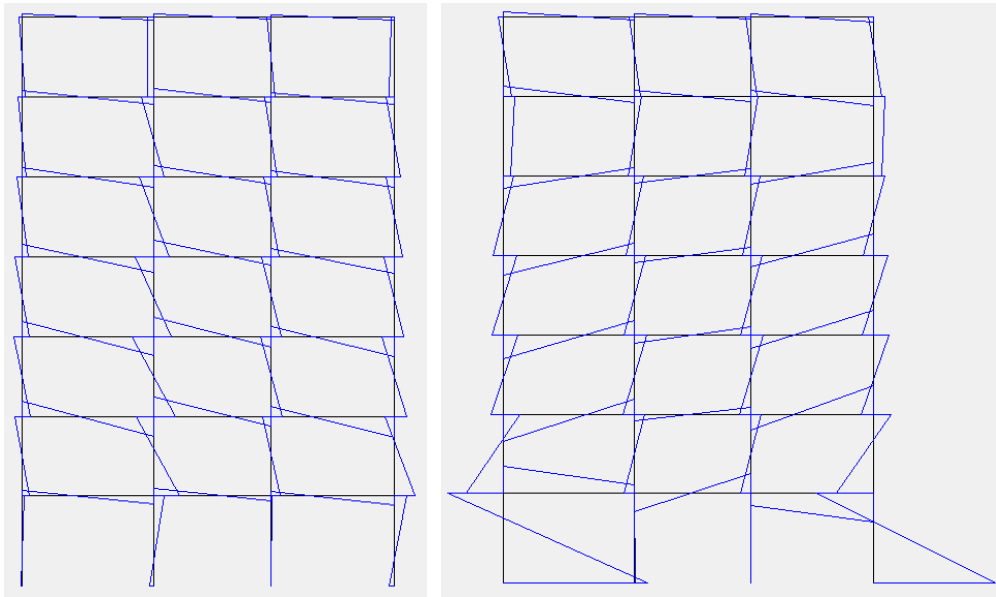


Fig. 16. Diagramma del momento flettente nei telai 2y e 6y, analisi modale, sisma y

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (2y e 6y) per effetto del sisma in direzione y.

Tab. 19. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 2y	telaio 6y	previsto	telaio 2y	telaio 6y
6	65,84	63,65	52,08	25,32	33,60	41,44
5	153,56	111,35	86,00	84,38	78,61	97,79
4	210,57	129,27	91,09	140,05	105,96	134,02
3	253,33	165,91	119,58	178,43	155,73	205,19
2	281,84	182,00	123,87	205,84	175,89	227,76
1 testa	307,52	132,21	115,59			

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

Si può notare che l'incremento degli spostamenti massimi in direzione  $x$  è molto contenuto, inferiore al 5%, mentre quello degli spostamenti in direzione  $y$  è un po' più alto, ma comunque inferiore al 15%.

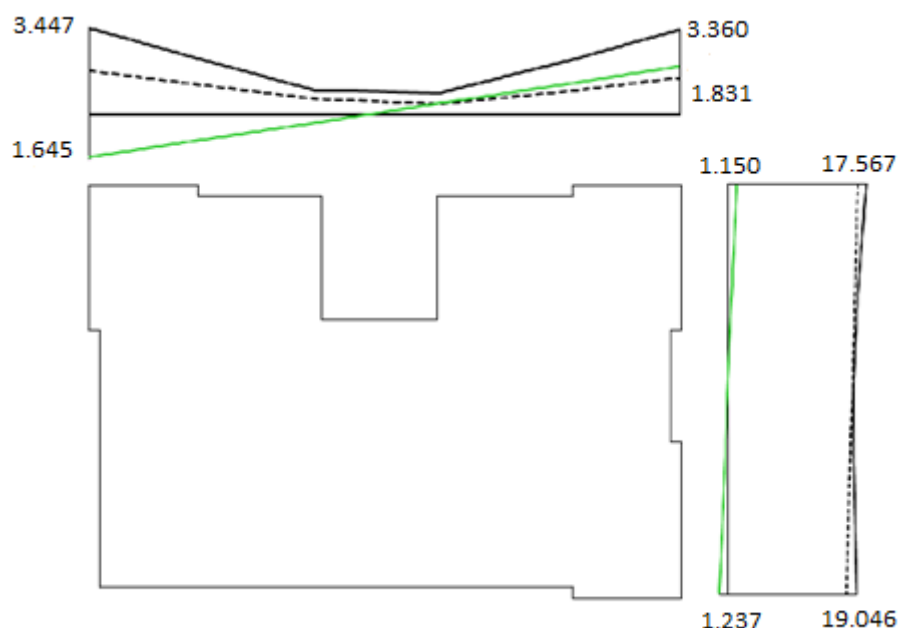


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma  $x$ , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

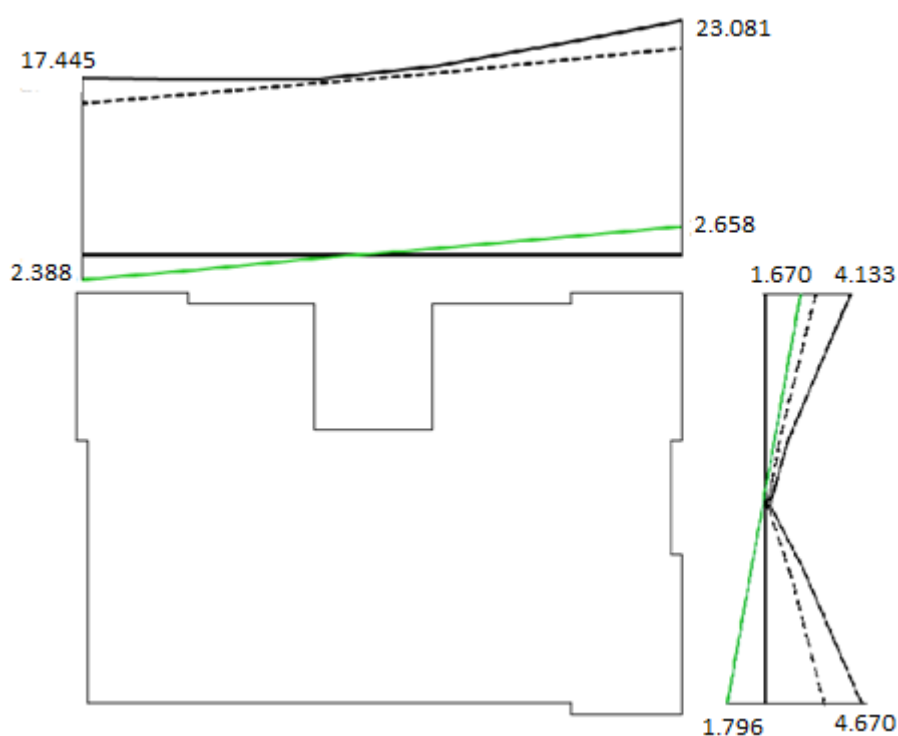


Fig. 18. Effetto complessivo del sisma  $y$ , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

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

Si nota un modesto incremento degli spostamenti massimi in ciascuna direzione, dell'ordine del 5-10%. In definitiva, rispetto agli spostamenti forniti dall'analisi modale l'incremento dei massimi spostamenti è inferiore all'11% in direzione  $x$  ed al 10% in direzione  $y$ , valori coerenti con le stime iniziali. Ciò conferma il comportamento sostanzialmente buono della struttura.

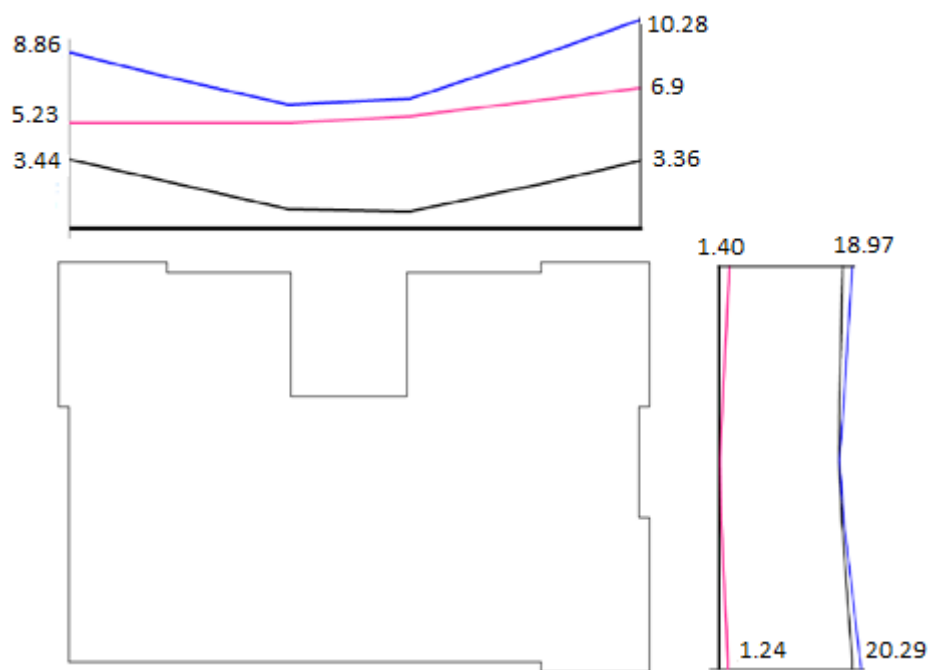


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente  $x$ , ovvero sisma  $x + 0.3$  sisma  $y$

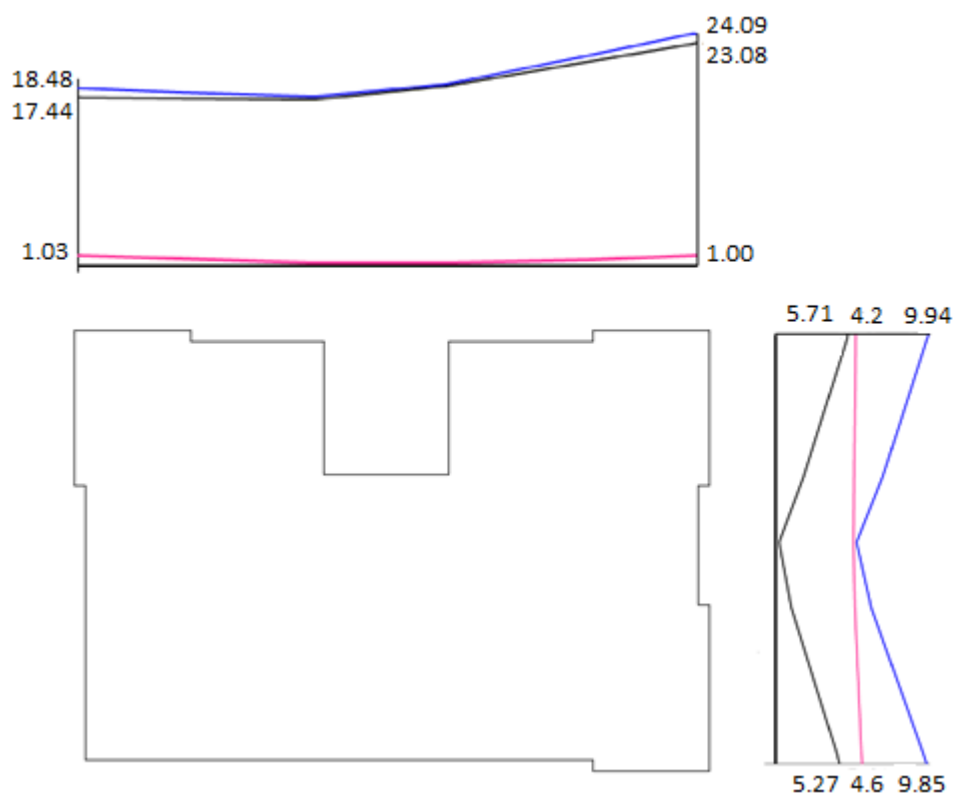


Fig. 20. Effetto del sisma prevalente  $y$ , ovvero sisma  $y + 0.3$  sisma  $x$

## Esame delle armature

### Travi: Armatura a flessione

Noti i carichi verticali agenti sulle travi, si è passato allo studio delle massime caratteristiche di sollecitazione degli 11 telai della struttura per i diversi ordini (il primo ordine è stato trascurato per la presenza delle pareti in cemento armato, questo verrà armato in maniera simile al secondo ordine).

Si è preso in esame il telaio 2y (campate 20-14-8-2), studiato nei fogli excel “TRA 14 – 20 (No rot.)”, “Arm. Tra. 20-2(No rot.)” e “Grafico 20-2(No rot.)” presenti nel file “Def\_Mod” all’interno della cartella “Analisi Modale”. I valori in Tab.20 si riferiscono al secondo ordine e sono stati calcolati a filo pilastro, in particolare, per questo telaio, sono stati utilizzati i valori dell’analisi effettuata bloccando la rotazione degli impalcati, la quale è una condizione più gravosa per la struttura.

Tab. 20. Telaio 2y – ordine 2, risultati degli schemi in base alle loro combinazioni

	q max	q min	Fx	Fy	Fx ey	Fy ex	sisma x	sisma y	y + 0,3x	q + F	q - F
20	-86,43	-51,53	-11,58	122,29	-7,84	-11,38	-19,42	133,67	127,84	76,31	-179,37
14	-98,83	-59,42	15,27	-160,72	10,29	14,93	25,55	-175,65	-167,98	-227,40	108,56
14	-92,64	-55,34	-14,79	156,75	-10,05	-14,59	-24,84	171,34	163,89	108,55	-219,23
8	-88,35	-52,99	7,67	-82,31	5,30	7,69	12,97	-90,01	-86,11	-139,11	33,12
8	-90,75	-54,14	-8,00	83,72	-5,35	-7,76	-13,34	91,48	87,48	33,34	-141,62
2	-127,68	-76,22	16,46	-172,27	11,00	15,97	27,46	-188,24	-180,00	-256,22	103,78

Come si può vedere nella tabella, gli effetti del sisma nella direzione y ( $F_y$ , colonna 4) sono maggiori rispetto a quelli in direzione x ( $F_x$ ), questo è dovuto all’orientamento del telaio. Gli schemi  $F_y$  inducono spostamenti positivi mentre quelli  $F_x$  spostamenti negativi. Per quanto riguarda l’accoppiamento delle due componenti x e y, è stato riportato solo l’effetto del sisma prevalente y sommato al 30% del sisma x.

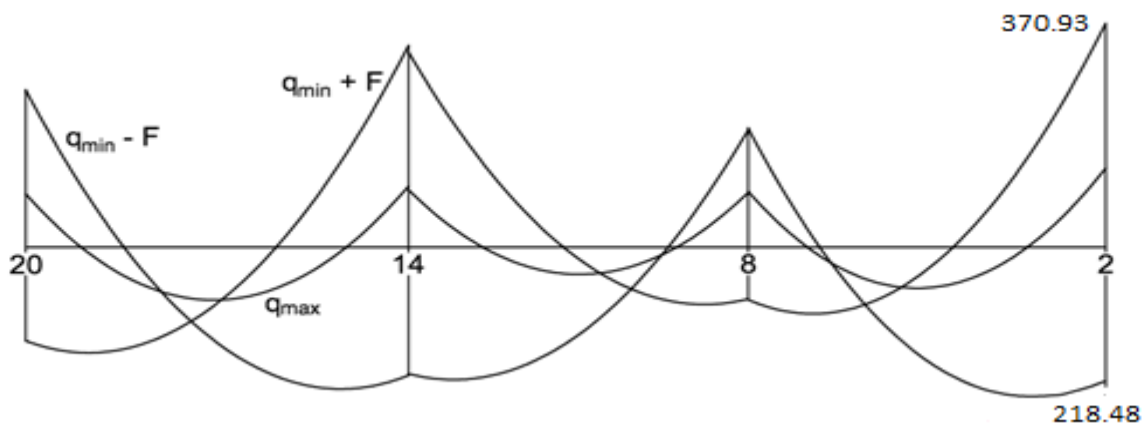


Fig. 21. Telaio 2y – impalcato 2, diagramma del momento flettente

Sommando l’effetto massimo del sisma per le travi del telaio ai valori generati dai carichi verticali, si ottiene il diagramma del momento flettente (Fig.21). In questo telaio tutte le travi sono emergenti, si può osservare che il massimo momento flettente viene raggiunto agli appoggi, in particolare nel pilastro 2.

Determinate le sollecitazioni e quindi i momenti massimi negli appoggi e nelle campate, si è passato al calcolo delle aree di armature, superiori ed inferiori, necessarie a fronteggiare queste sollecitazioni. La formula di progetto dell’armatura è la seguente:

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

Seguendo tutte le indicazioni fornite dalla normativa NTC 08, punto 7.4.6.2.1. sono state disposte le armature e calcolati i momenti resistenti per tutti gli impalcati del telaio, in tabella Tab.16 vengono riportati i valori relativi al secondo ordine (I calcoli sono spiegati nel foglio "Arm. Tra. 20-2(No rot.)" presenti nel file "Def\_Mod" all'interno della cartella "Analisi Modale"). Tutti gli altri valori di momenti ed armature, per tutti i telai della struttura, sono riportati nei corrispondenti fogli di calcolo.

Tab. 21. Telaio 2y – ordine 2, momenti massimi a filo pilastro, armature e momenti resistenti

	20	14	14	8	8	2
M- max (kNm)	-260,77	-334,40	-323,53	-193,83	-197,37	-370,93
M+ max (kNm)	157,71	215,55	212,85	87,85	89,09	218,49
As sup (cm2)	11,22	14,39	13,92	8,34	8,49	15,96
As inf (cm2)	6,79	9,27	9,16	3,78	3,83	9,40
barre sup.	2 $\phi$ 14 + 3 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 14 + 2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 14 + 2 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20
barre inf.	1 $\phi$ 14 + 2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 14	3 $\phi$ 14	3 $\phi$ 14 + 2 $\phi$ 20
M- Rd (kNm)	-305,75	-382,60	-382,60	-229,82	-229,82	-383,13
M+ Rd (kNm)	193,02	231,83	231,83	115,34	115,34	267,71

### Travi: Armatura a taglio

Ricavato il momento resistente, si è determinato il taglio per ogni campata e le relative staffe da disporre nella trave, poiché la struttura è di classe di duttilità "B" i momenti resistenti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente  $\gamma_{Rd} = 1.1$ . Le campate sono state analizzate singolarmente ed è stato calcolato il taglio prodotto da sisma con verso positivo e da sisma con verso negativo, al maggiore tra i due viene successivamente sommato il taglio prodotto da carichi verticali.

Per verificare la sezione e definire l'armatura a taglio, si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili staffature, per le travi emergenti 30x70, come mostrato in Tab.17.

Tab. 22. Taglio resistente per calcestruzzo ed armature

Sezione	cot $\theta$	VRd (kN)	VRsd (kN)				
			Ø8/8,4	Ø8/10	Ø8/15	Ø8/20	Ø8/25
30 x 70	1	631,3	276,7	232,4	155,0	116,2	93,0
	2	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4	185,9

Essendo la struttura di classe di duttilità "B" si assume  $\cot \theta = 2$ . Il valore massimo di taglio che si ottiene è 190,8 kN, quindi basterebbe staffe Ø8 con passo di 20 cm, ma per questioni di sicurezza verranno messi Ø8/20 nella zona centrale della campata, mentre nelle zone critiche, di lunghezza pari alla lunghezza della trave, vengono messe staffe Ø8/10.

Calcolate tutte le armature da inserire nella trave, si è passati alla disposizione delle barre longitudinali, e delle staffe, come mostrato nelle figure.



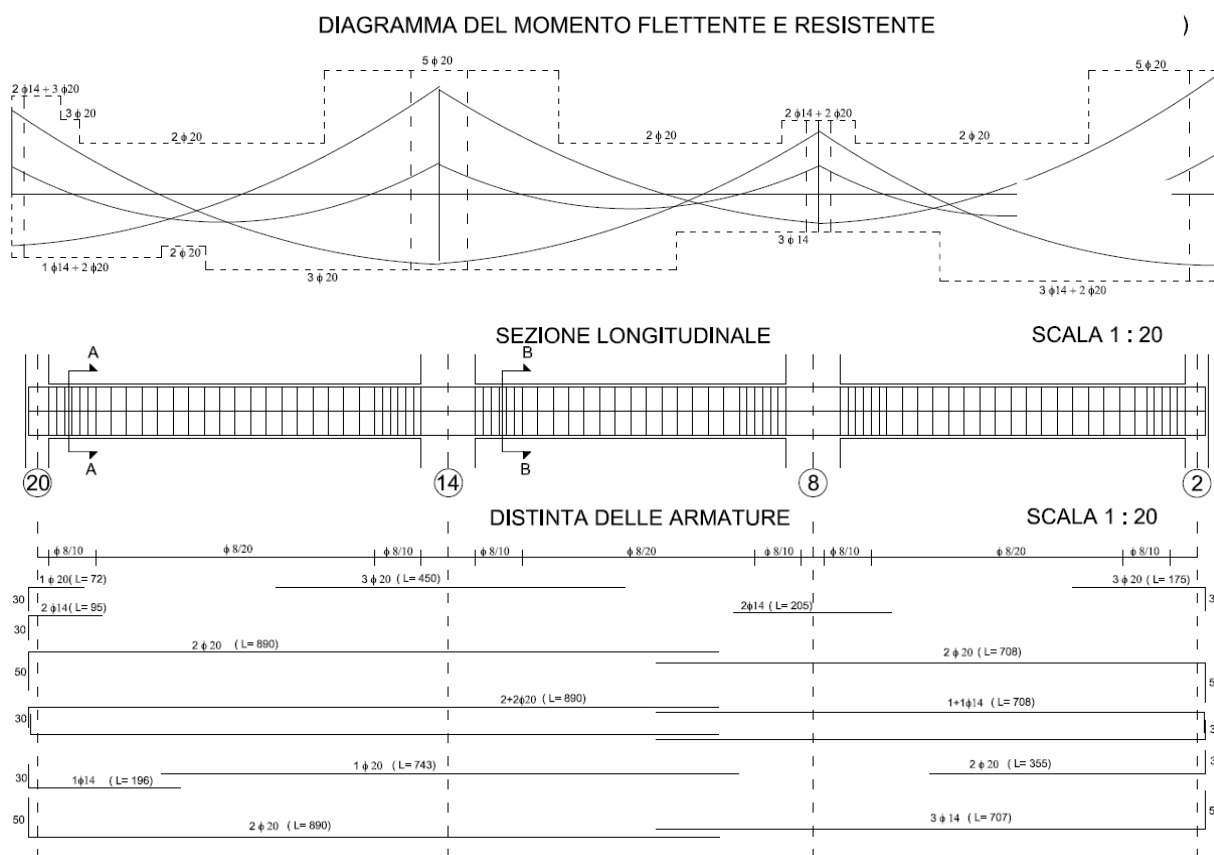
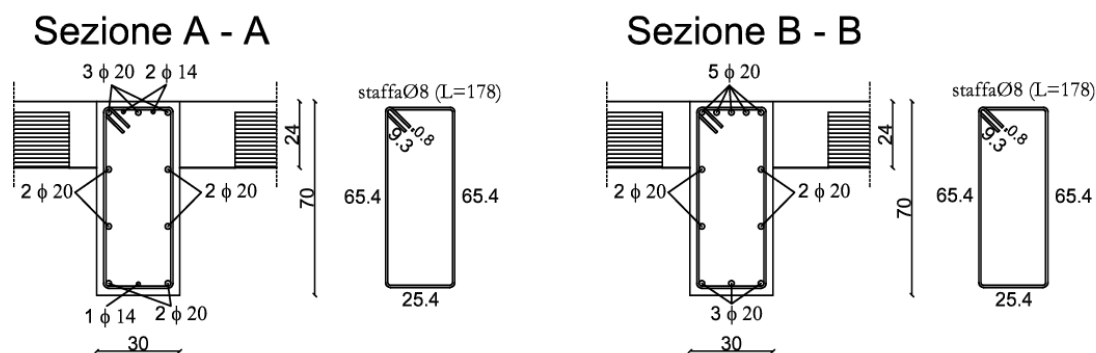


Fig. 22. Telaio 2y – II impalcato, diagramma del momento flettente e resistente, sezione longitudinale e distinta armature.



### Pilastri: armatura a pressoflessione

Come abbiamo visto per le travi, si usa lo stesso criterio per calcolare la sollecitazione nei pilastri.

Consideriamo per esempio il pilastro 14 (Tab.23), il quale è un pilastro interno alla struttura, i valori indicati in tabella sono riferiti a filo trave (vedere foglio “PILASTRO 14” all’interno del file “Def\_Mod” nella cartella Analisi Modale).

Tab. 23. Pilastro 14, combinazioni dei risultati degli schemi base

ORDINE		My testa (kNm)	Mx testa (kNm)	My piede (kNm)	Mx piede (kNm)	N (kN)
7	qmin + sisma prev. X	20,99	-25,08	-18,24	-22,21	152,79
	qmin - sisma prev. X	-37,51	34,03	32,88	23,88	159,99
	qmin + sisma prev. Y	1,93	67,17	-1,57	-40,60	153,55
	qmin - sisma prev. Y	-18,46	-58,22	16,21	42,27	159,23
6	qmin + sisma prev. X	6,00	1,00	-32,19	33,86	362,00
	qmin - sisma prev. X	-46,98	43,51	45,02	-31,23	317,30
	qmin + sisma prev. Y	7,74	106,71	-7,16	-75,63	328,99
	qmin - sisma prev. Y	-20,77	-112,96	19,99	78,27	350,31
5	qmin + sisma prev. X	43,23	-52,83	-44,68	57,69	575,94
	qmin - sisma prev. X	-55,94	51,83	57,37	-51,93	472,63
	qmin + sisma prev. Y	11,20	123,53	-11,71	-127,42	503,15
	qmin - sisma prev. Y	-23,91	-124,53	24,39	133,18	545,42
4	qmin + sisma prev. X	51,44	-70,64	-51,67	63,81	805,66
	qmin - sisma prev. X	-63,71	65,30	63,36	-59,94	616,83
	qmin + sisma prev. Y	14,32	158,16	-14,58	-145,28	677,07
	qmin - sisma prev. Y	-26,59	-163,50	26,27	149,15	745,42
3	qmin + sisma prev. X	57,87	-74,34	-60,34	75,20	1043,72
	qmin - sisma prev. X	-68,21	75,19	69,40	-78,29	755,63
	qmin + sisma prev. Y	17,30	175,42	-18,59	-182,52	851,88
	qmin - sisma prev. Y	-27,64	-174,58	27,65	179,43	947,47
2	qmin + sisma prev. X	42,86	-49,96	-47,89	83,73	1287,47
	qmin - sisma prev. X	-50,96	54,01	55,74	-86,76	900,97
	qmin + sisma prev. Y	12,56	122,57	-14,43	-200,17	1159,03
	qmin - sisma prev. Y	-20,66	-118,52	22,28	197,14	1029,41

Di questi valori, in realtà, quelli utili al calcolo delle armature sono i valori per la testa del pilastro al settimo ordine e quelli al piede del secondo, poiché, per la presenza delle pareti in cemento armato nel primo ordine, i pilastri del secondo ordine sono considerati come incastrati al piede. I valori degli ordini intermedi sono stati calcolati tramite la gerarchia delle resistenze, utilizzando i valori di momento resistente provenienti dalle travi che convergono al pilastro, calcolando il massimo momento resistente che può essere dalle travi a ciascun modo (Tab.24), ottenuto prendendo il valore massimo fornito dalla una coppia formata dal momento resistente negativo di un lato (preso in valore assoluto) sommato al momento resistente positivo dell'altro lato.

Tab. 24. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 14

PIANO		DIREZIONE X			DIREZIONE Y			rip.
		sinistra	destra	$\Sigma M$	sinistra	destra	$\Sigma M$	
5	M-Rd	-97,30	-47,12	124,88	-161,04	-161,04	258,32	0,36
	M+Rd	65,85	27,58		97,27	97,27		0,64
4	M-Rd	-97,29	-57,60	154,89	-224,40	-224,40	354,26	0,43
	M+Rd	97,29	27,79		129,85	129,85		0,57
3	M-Rd	-115,37	-57,60	172,97	-267,53	-267,53	497,87	0,46
	M+Rd	115,37	27,79		230,35	230,35		0,54
2	M-Rd	-152,74	-57,60	180,53	-306,07	-306,07	536,43	0,47
	M+Rd	115,36	27,79		230,36	230,36		0,53
1	M-Rd	-152,74	-57,72	190,44	-382,60	-382,60	614,43	0,49
	M+Rd	115,36	37,69		231,83	231,83		0,51

La somma così ottenuta deve essere moltiplicata per  $\gamma_{Rd} = 1.1$  e ripartita tra il pilastro di sopra e quello di sotto. Poiché i pilastri sono considerati tutti uguali, si considera solo la variazione del taglio di piano lungo l'altezza, moltiplicando il valore ottenuto per i coefficienti di ripartizione presenti nell'ultima colonna della Tab. 24.

Per verificare il pilastro a pressoflessione vengono utilizzati i valori ricavati dalla gerarchia delle resistenze (Tab. 25), dove le tre colonne di sinistra indicano i valori per sisma prevalente in direzione  $x$ .  $M_y$  è fornito dalla gerarchia delle resistenze mentre per  $M_x$  è stato preso il maggiore tra il valore fornito dal calcolo in corrispondenza dell' $M_y$  massimo ed il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze. Le successive tre colonne si riferiscono al caso di sisma prevalente in direzione  $y$ , solo che in questo caso  $M_x$  è fornito dalla gerarchia delle resistenze e  $M_y$  è il maggiore tra i due casi.

Tab. 25. Pilastro 14, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

IMPALCATO	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	N (kN)		$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	N (kN)	
7	<b>50,11</b>	67,17	152,79	159,99	20,99	<b>103,66</b>	153,55	159,23
6	<b>87,26</b>	106,71	317,30	362,00	26,18	<b>180,49</b>	328,99	350,31
5	<b>97,59</b>	123,53	472,63	575,94	43,23	<b>223,19</b>	503,15	545,42
4	<b>103,41</b>	158,16	616,83	805,66	51,44	<b>297,65</b>	677,07	745,42
3	<b>104,32</b>	175,42	755,63	1043,72	57,87	<b>309,98</b>	851,88	947,47
2 testa	<b>107,07</b>	122,57	900,97	1287,47	42,86	<b>345,46</b>	1029,41	1159,03
2 piede	<b>78,47</b>	230,06			88,84	<b>106,31</b>		

Le armature sono state progettate a pressoflessione retta tramite questi valori, in particolare per i valori massimi di  $M_x$  e  $M_y$ . Il massimo contributo dello sforzo normale e dei momenti forniti dal calcestruzzo sono dati dalle relazioni:

$$N_{c,max} = A_c f_{cd} = 2975.7 \text{ kN}$$

$$M_{cx,max} = \frac{289}{2376} A_c h f_{cd} = 2507 \text{ kNm} \quad M_{cy,max} = 107.1 \text{ kNm}$$

Lo sforzo normale ha un intervallo che va da 900,91 a 1287.47 kN nelle colonne di sinistra, mentre va da 1029,41 a 1159.03 kN in quelle di destra. In entrambi i casi lo sforzo più gravoso è quello minore tra i due, quindi si ricaveranno i momenti resistenti per le due direzioni:

$$M_{cx(N)} = 230,46 \text{ kNm} \quad \text{per } N = 1029.41$$

$$M_{cy(N)} = 92,52 \text{ kNm} \quad \text{per } N = 900.97$$

Noti questi momenti sono state calcolate le armature nel lato corto e nel lato lungo:

$$\text{lato corto} \quad A_s = \frac{345.46 - 230.46}{(0.7 - 2 \times 0.04) \times 391.3} \times 10 = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{lato lungo} \quad A_s = \frac{107.1 - 92.52}{(0.3 - 2 \times 0.04) \times 391.3} \times 10 = 1.69 \text{ cm}^2$$

Partendo da questi valori si possono definire le barre da disporre nella sezione del pilastro, in questo caso verranno messe 3 Ø 20 nel lato corto (9.42 cm<sup>2</sup>) e 2 Ø 14 + 2 Ø 20 nel lato lungo (9.36 cm<sup>2</sup>) nei

primi tre ordini (Fig.23.a), mentre nel quinto, sesto e settimo ordine, dove le sollecitazioni sono minori, e quindi anche le armature necessarie, verranno messe 1 Ø 14 + 2 Ø 20 nel lato corto (7.82 cm<sup>2</sup>) e sempre 2 Ø 14 + 2 Ø 20 nel lato lungo (9.36 cm<sup>2</sup>), (Fig.23.a).

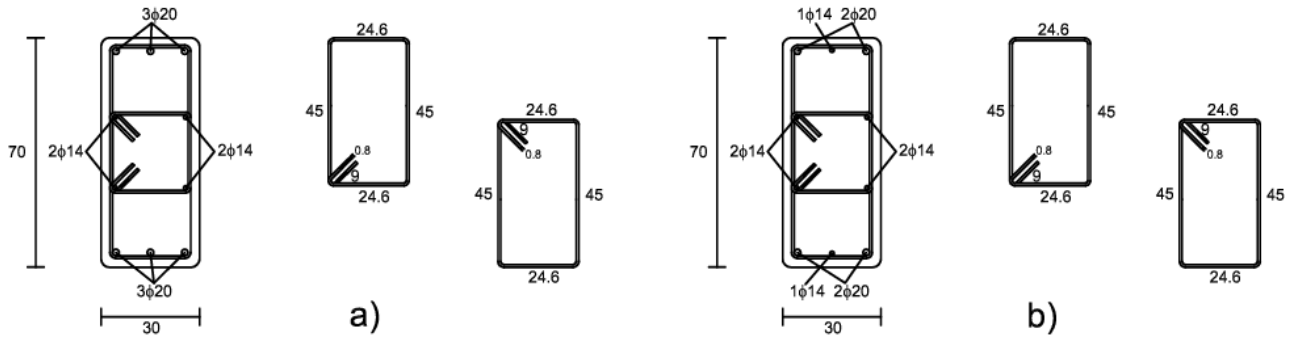


Fig. 24. Sezioni Pilastro a) e b)

Successivamente è stata calcolata la flessione intorno ai due lati della sezione del pilastro, considerando il contributo delle armature secondarie, che sono le armature disposte nel lato ortogonale a quello considerato, si ottengono così i momenti resistenti a pressoflessione retta:

$$\text{flessione intorno al lato lungo} \quad A_s = 9.42 \text{ cm}^2 \quad A_{s,sec} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$N_{s,max} = 2(A_s + A_{s,sec}) f_{yd} = 1219.29 \text{ kN}$$

$$M_{s,max} = (A_s + 0.4 A_{s,sec})(h - 2c) f_{yd} = 288.31 \text{ kNm}$$

$$\text{flessione intorno al lato corto} \quad A_s = 9.36 \text{ cm}^2 \quad A_{s,sec} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$N_{s,max} = 2(A_s + A_{s,sec}) f_{yd} = 1223.99 \text{ kN}$$

$$M_{s,max} = (A_s + 0.4 A_{s,sec})(h - 2c) f_{yd} = 139.37 \text{ kNm}$$

Considerando la prima terna di valori  $M_x = 345.46 \text{ kNm}$ ,  $M_y = 42.86 \text{ kNm}$  e  $N = 1029.41$ , si ottengono i momenti resistenti nelle due direzioni  $x$  e  $y$ :

$$M_{x,Rd} = 517.41 \text{ kNm} \quad M_{y,Rd} = 386.50 \text{ kNm}$$

Noti questi valori è possibile effettuare la verifica a presso e tensoflessione deviata tramite la relazione:

$$\left( \frac{M_x}{M_{x,Rd}} \right)^p + \left( \frac{M_y}{M_{y,Rd}} \right)^q \leq 1$$

In questo caso la verifica è soddisfatta poiché:

$$\left( \frac{345.46}{517.41} \right)^{1.5} + \left( \frac{42.86}{386.50} \right)^{1.5} = 0.583 < 1$$

Anche con la seconda terna di valori,  $M_x = 122.57 \text{ kNm}$ ,  $M_y = 107.07 \text{ kNm}$  e  $N = 900.97$ , la verifica risulta soddisfatta:

$$\left(\frac{122.57}{368.46}\right)^{1.5} + \left(\frac{107.07}{231.21}\right)^{1.5} = 0.507 < 1$$

Lo stesso procedimento è stato ripetuto per altri pilastri per avere un'idea di cosa succede nella struttura, quindi sono stati presi in esame diverse tipologie di pilastri, come il pilastro 1 (foglio "PI-LASTRO 1" dentro il file "Def\_Mod" nella cartella Analisi Modale), il quale è un pilastro d'angolo ed è stato studiato nell'apposito foglio excel nello stesso modo del pilastro studiato precedentemente; il pilastro 21, che è un pilastro perimetrale allungato in direzione  $x$  e collegato a due travi emergenti, mentre in direzione trasversale vi è solo una trave a spessore; il pilastro 8, che è un altro pilastro interno ma orientato lungo la direzione  $x$  e il pilastro 9 che è un pilastro interno posizionato in prossimità delle scale. Studiate queste diverse tipologie di pilastri, è stato possibile assegnare una armatura in tutti i restanti pilastri della struttura che presentavano caratteristiche affini ai pilastri visti precedentemente come mostrato in tabella. Successivamente è stata eseguita la verifica a pressoflessione per tutte le tipologie di pilastro.

Tab. 26. Tabella pilastri

ordine		VII	VI	V	IV	III	II	I
pilastro	sezione	armatura						
1	70x30	B	D	D	E	E	E	E
2	30x70	A	A	A	B	B	B	B
3	70x30	B	D	D	E	E	E	E
4	70x30	B	D	D	E	E	E	E
5	30x70	A	A	A	B	B	B	B
6	30x70	A	C	C	D	D	D	D
7	70x30	B	C	C	C	C	C	C
8	70x30	A	A	A	A	A	A	A
9	30x70	A	A	A	A	A	A	A
10	30x70	A	A	A	A	A	A	A
11	70x30	A	A	A	A	A	A	A
12	70x30	B	C	C	C	C	C	C
13	30x70	A	A	A	B	B	B	B
14	30x70	A	A	A	B	B	B	B
15	70x30	A	A	A	B	B	B	B
16	70x30	A	A	A	B	B	B	B
17	30x70	A	A	A	A	A	A	A
18	70x30	B	C	C	C	C	C	C
19	30x70	A	C	C	D	D	D	D
20	70x30	A	A	A	A	A	A	A
21	70x30	A	A	A	A	A	A	A
22	70x30	A	A	A	A	A	A	A
23	30x70	A	A	A	B	B	B	B
24	30x70	A	C	C	D	D	D	D

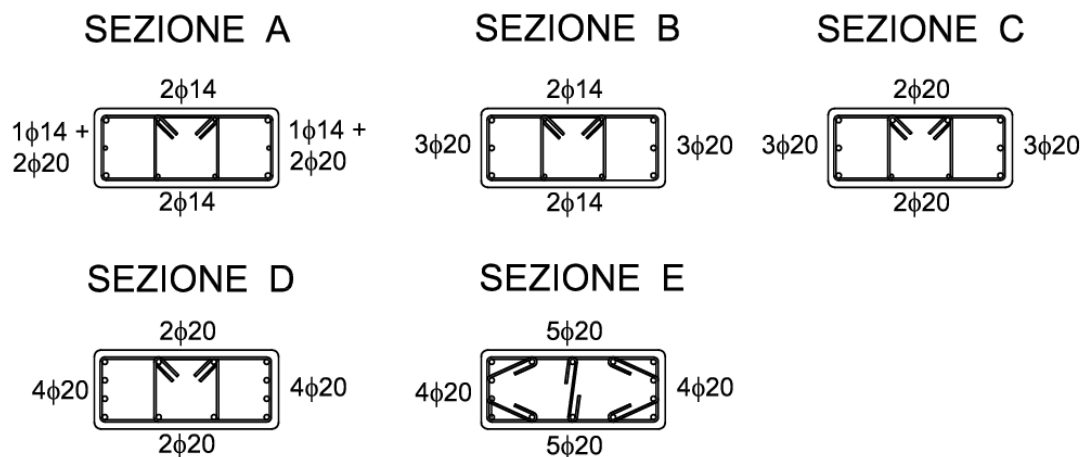


Fig. 25. Sezioni Pilastrino

Tornando al pilastrino 14, è stato diagrammato il momento flettente che questa sezione, 30 x 70, armata con 3Ø20 nel lato corto e 2Ø14 + 2Ø20 nel lato lungo (per un totale di 25 cm<sup>2</sup> di armatura) può portare, in funzione dello sforzo normale, per fare ciò è stato utilizzato il programma PD (pres-flessione deviata). Vengono presi in esame tre valori di sforzo normale, rispettivamente N=0 kN, N=500 kN e N=1300 kN (Fig. 26), vedere foglio “dati dominio Pil.14”.

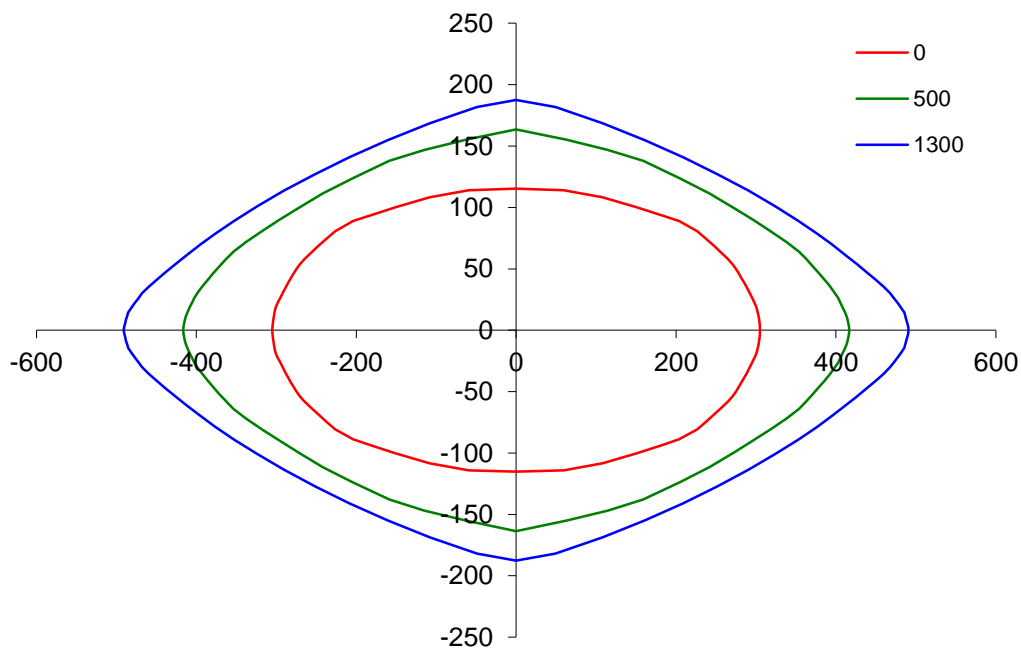


Fig. 26. Dominio Mx-My, per diversi valori dello sforzo normale

Come si può vedere dal grafico, momenti Mx fino a 100-150 kNm e momenti My fino a 250-300 kNm, possono essere portati dalle armature minime senza creare problemi. Nonostante molti pilastrini richiedano un quantitativo basso di armatura, si è scelto di aumentarla, in particolare negli ordini più bassi, sempre rispettando le norme tecniche della NTC 08, punto 7.4.6.2.2 ( $21 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 84 \text{ cm}^2$ ).

### Pilastri: armatura a taglio

Per quanto riguarda l'armatura a taglio del pilastro, sono state utilizzate due staffe Ø8/15 in tutti i pilastri, infittite a Ø8/8.4 per un tratto di 70 cm alle estremità (armature minime previste dalla normativa NTC 08, Tab.21), in Fig.25 è mostrato in dettaglio l'armatura del pilastro.

Tab. 27. Resistenza a taglio del pilastro, per N=0

sezione 30 x 70			sezione 70 x 30		
staffe	cot θ	V Rd (kN)	staffe	cot θ	V Rd (kN)
Ø8/8,4	1,89	522,29	Ø8/8,4 4 br	2,08	453,46
Ø8/10	2,11	489,32	Ø8/10 4 br	2,31	423,03
Ø8/15	2,5	387,39	Ø8/15 4 br	2,5	305,21

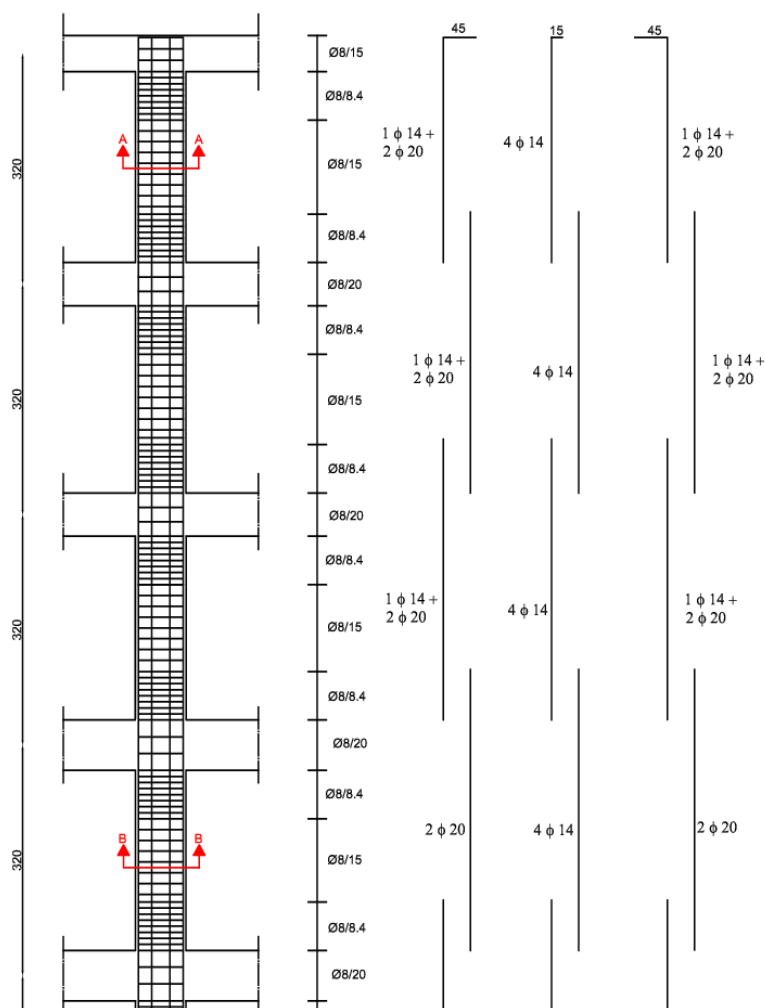


Fig. 27. Armatura pilastro 14

## Nodo Trave-Pilastro

Un ulteriore studio della struttura può essere effettuato per la zona di nodo trave-pilastro. Viene preso in esame il secondo impalcato del pilastro 24, poiché questo è un pilastro d'angolo ed in genere questa tipologia è tra quelle che preoccupa maggiormente.

L'armatura superiore della trave è costituita da 1Ø14 + 4Ø20 (14.1 cm<sup>2</sup>), mentre quella inferiore da 2Ø14 + 2Ø20 (9.36 cm<sup>2</sup>). Il taglio prodotto dal sisma prevalente in direzione *x* nel pilastro superiore è 83.83 kN, mentre lo sforzo normale varia da 208.66 a 679.62 kN. Si ha pertanto un taglio per sisma con verso negativo pari a:

$$V_{jbd} = (\gamma_{Rd} A_s f_{yd}) - V = (1.2 \times 14.1 \times 391.3)(10^{-1}) - 86.92 = 575.16 \text{ kN}$$

Mentre per sisma con verso positivo:

$$V_{jbd} = (1.2 \times 9.36 \times 391.3)(10^{-1}) - 86.92 = 352.59 \text{ kN}$$

Il taglio limite per la resistenza a compressione è dato dalla relazione:

$$V_{lim, compr} = \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

Dove:

$$\eta = 0.432 \quad b_j = 30 \text{ cm} \quad h_{jc} = h - 2c = 62 \text{ cm} \quad v_d = 0.038 \div 0.205$$

Si ricava quindi:

$$V_{lim, compr} = (0.432 \times 14.17 \times 30 \times 62)(10^{-1}) \times \sqrt{1 - \frac{0.038}{0.432}} = 825.35 \text{ kN}$$

Questo valore di taglio è accettabile. Il taglio limite per la resistenza a trazione è invece:

$$V_{lim, traz} = f_{ctd} b_j h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N}{f_{ctd} b_j h_{jc}}} = (1.2 \times 30 \times 62)(10^{-1}) \sqrt{1 + \frac{203.57}{(1.2 \times 30 \times 62)}} = 308.63 \text{ kN}$$

Sarebbe opportuno disporre delle staffe di contenimento. Essendo  $h_{jw} = 62 \text{ cm}$  e  $\tau = V_{jbd} / (b_j h_{jc}) = 1.91 \div 3.11 \text{ MPa}$ . Noti questi valori, è stato possibile ricavare l'area di staffe da inserire nel nodo:

$$A_{sh} \geq \left[ \frac{\left( \frac{V_{jbd}}{b_j h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \right] \frac{b_j h_{jw}}{f_{yd}} = \left[ \frac{(1.90)^2}{1.2 + 0.038 \times 14.17} - 1.2 \right] \frac{30 \times 62}{391.3} = 4.1 \text{ cm}^2$$

Questa relazione vale per sisma agente con verjmklsso positivo, che è la condizione più gravosa perché riduce lo sforzo normale. Il contributo dato dalla coppia Ø20 di parete nella trave è pari a 6.28 cm<sup>2</sup>. Viene inserita un'altra armatura in corrispondenza del nodo formata da tre staffe Ø8 a due bracci, per un valore di 3 cm<sup>2</sup>, queste vengono realizzate con due forme diverse (vedere Fig.26) e vengono posizionate in modo alternato nel nodo. La somma tra ferri di parete e staffe da un valore complessivo di 9.28 cm<sup>2</sup>, ottenendo così il valore richiesto.



Staffe  $\phi 8$  da posizionare nella zona di NODO in modo alternato

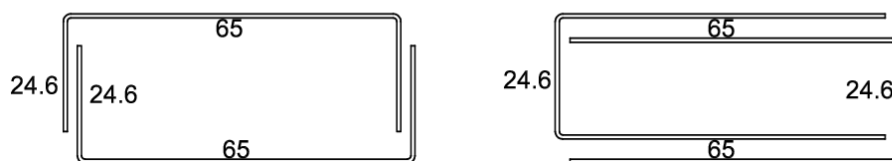


Fig. 28. Staffe in corrispondenza del nodo

Questa verifica è stata effettuata nonostante la normativa italiana richiede questo controllo solo per strutture con classe di duttilità CD”A”.

### Verifica degli impalcati

Nonostante nella struttura sia presente una rientranza, questa non ha dimensione percentualmente rilevante tale da poter pregiudicare la rigidezza, infatti la struttura presenta buone caratteristiche per il sisma agente in direzione  $x$  e  $y$ .

Il buon comportamento della struttura rispetto al sisma agente nelle due direzioni è dovuto anche alla buona disposizione dei telai nelle due direzioni, i quali, oltre la funzione di sopportare azioni orizzontali, danno un buon contributo per quanto riguarda i carichi agenti verticalmente.

Nell’analisi strutturale dei telai si è data per scontata l’ipotesi che tutte le aste che convergono al nodo ruotino della medesima quantità (condizione di congruenza) e che sia le travi che i pilastri possano trasmettere momento flettente attraverso il nodo (condizione di equilibrio), in questa zona infatti, la struttura deve essere particolarmente resistente. Il disgregamento di questi elementi strutturali è impedito dalle armature disposte e dalle staffe.

Gli impalcati hanno una funzione molto importante per contrastare l’azione sismica, infatti questi distribuiscono il sisma tra tutti gli elementi resistenti.

L’impalcato è considerato sia continuo (in funzione della geometria propria), che indeformabile nel suo piano, così da poter costituire un vincolo mutuo tra i nodi della struttura. Questa ipotesi consente di considerare agente ad ogni livello l’azione complessiva, proporzionale alla massa totale ivi disposta.

La verifica degli impalcati andrebbe fatta per tutti gli impalcati, ma si è ritenuto possibile non farla poiché la struttura in complesso presenta buone caratteristiche resistenti alle azioni verticali ed orizzontali, e non presenta deformazioni dannose.