

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA

STRUTTURALE E GEOTECNICA

CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

PROGETTO DI UN EDIFICIO MULTIPIANO PER CIVILE ABITAZIONE CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO

Considerazioni generali

Qualche discordanza ($S_d(T_i)$) e qualche omissione (numero ridotti pilastri 2° ordine; modellazione pareti). Errore nel calcolo rigidezze approccio globale

Docenti: Prof. Ing. Aurelio Ghersi
Prof. Ing. Fabio Neri

Allievo: Signorello Giulia
Matricola: 049000154

ANNO ACCADEMICO 2016/2017

Relazione generale

1. Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in esame è collocato nel comune di Santa Teresa di Riva (ME) in via Roma 59. Il suolo interessato può essere classificato come suolo di tipo B.

L'edificio è destinato ad essere utilizzato come civile abitazione. Per esso si prevede una vita nominale V_N di 50 anni ed una classe II 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	2.436	0.270
50	0.082	2.394	0.286
475	0.240	2.436	0.348
975	0.325	2.461	0.370

Sulla base di tali valori sono stati ricavati i valori dei parametri S , T_B , T_C , T_D che descrivono lo spettro di risposta elastico per SLD e SLV per suolo C, riportati nella tabella che segue.

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

Stato limite	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLD	1.200	0.135	0.404	1.928
SLV	1.166	0.158	0.473	2.560

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 0.682 g per SLV e 0.236 g per SLD.

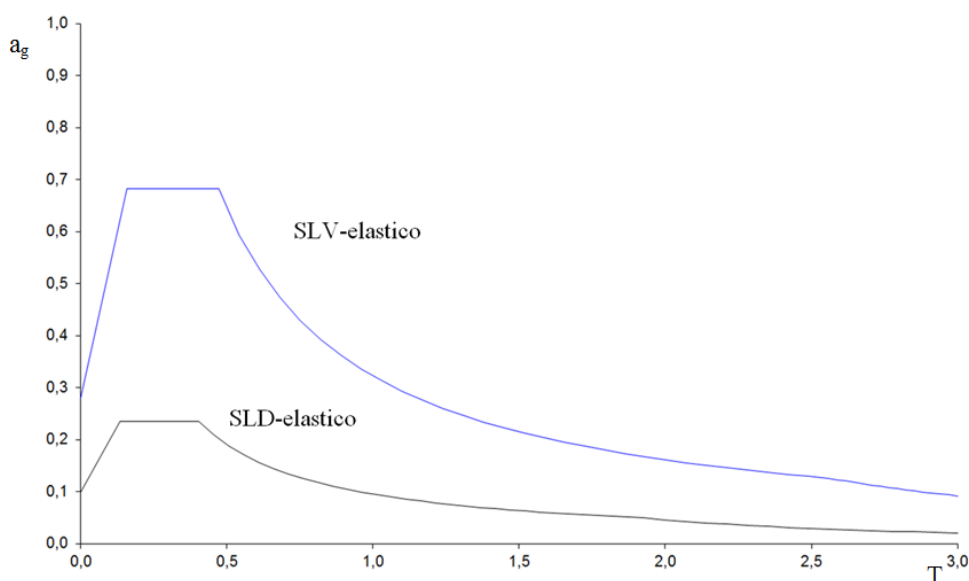


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame

2. Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano interrato con pareti di contenimento in cemento armato, un piano terra e quattro piani in elevazione per un totale di cinque impalcati liberi. La pianta ha una forma a L, con tre appartamenti ed un vano scala centrale. 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 la sezione dell'edificio.

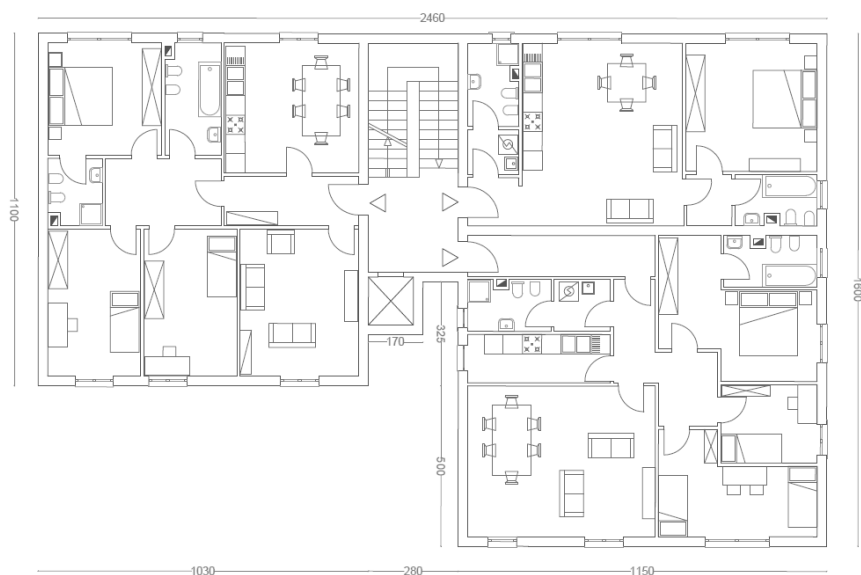


Fig. 2. Pianta piano terra

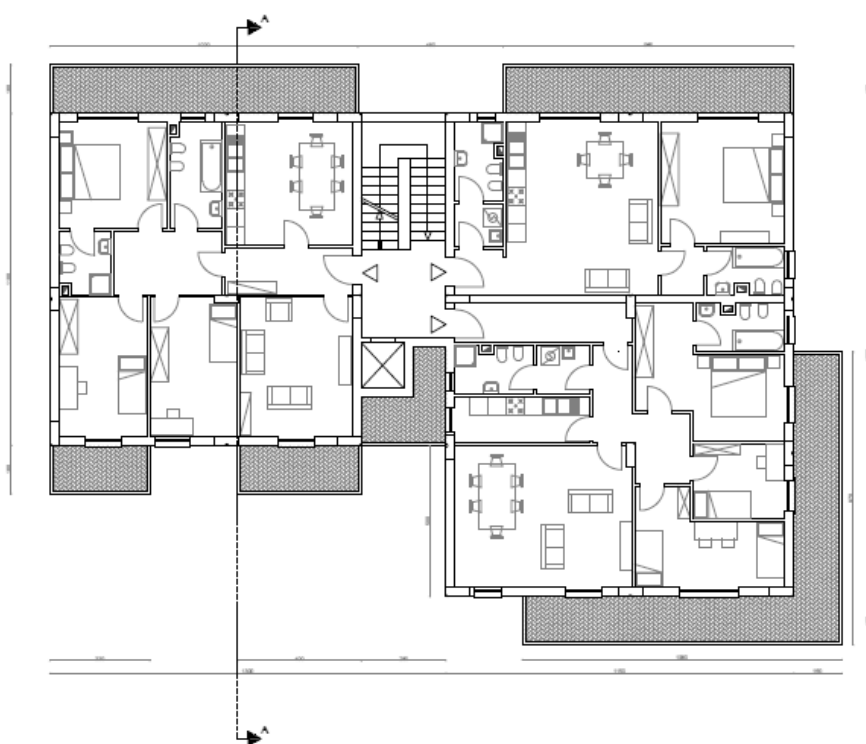


Fig. 3. Pianta piano tipo

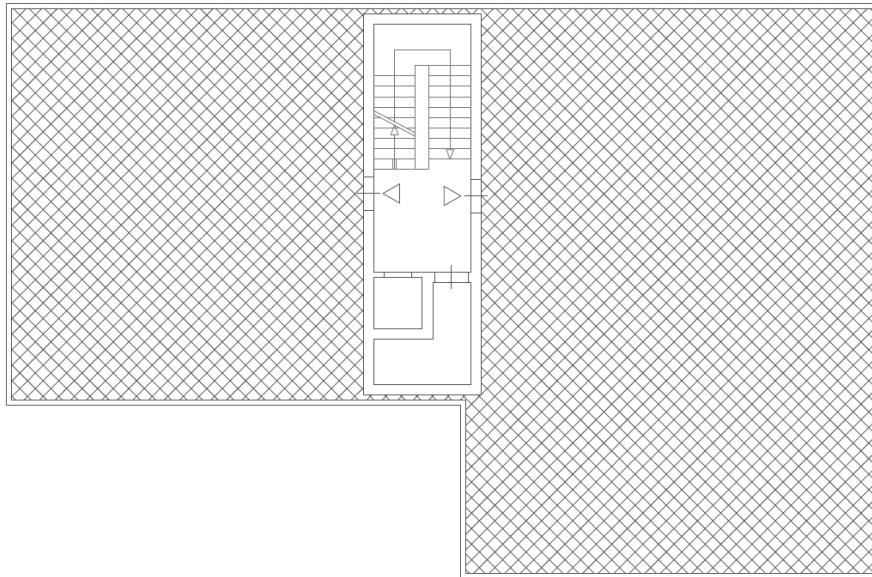


Fig. 4. Pianta copertura

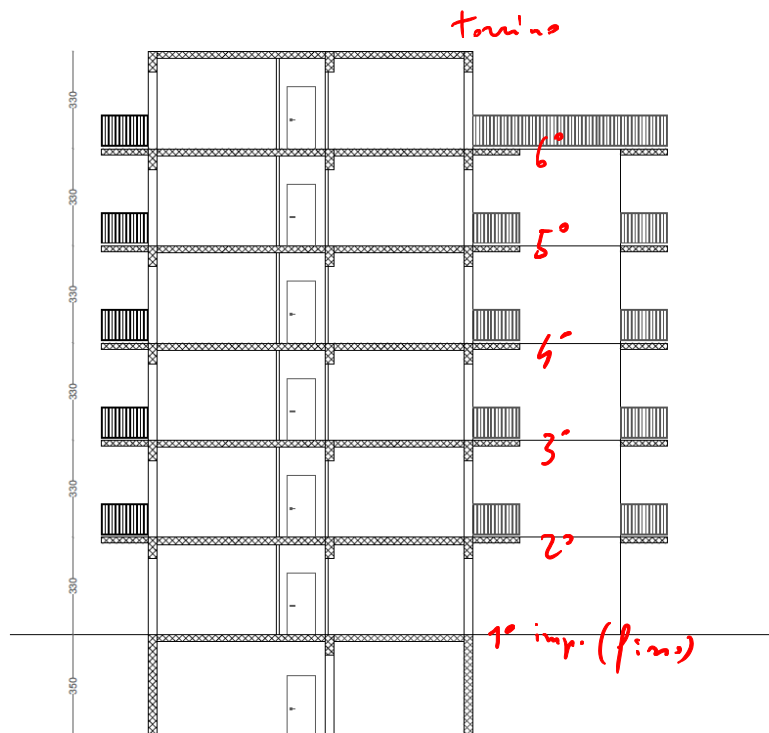


Fig. 5. Sezione A-A

3. Struttura dell'edificio

L'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. Sono presenti pareti in cemento armato solo nel piano interrato e il vano ascensore è racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato.

In figura 6 è rappresentata 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, esclusi i balconi e con l'aggiunta di un cornicione di 30 cm. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 6, 7, 12, 13, 18 e 19.

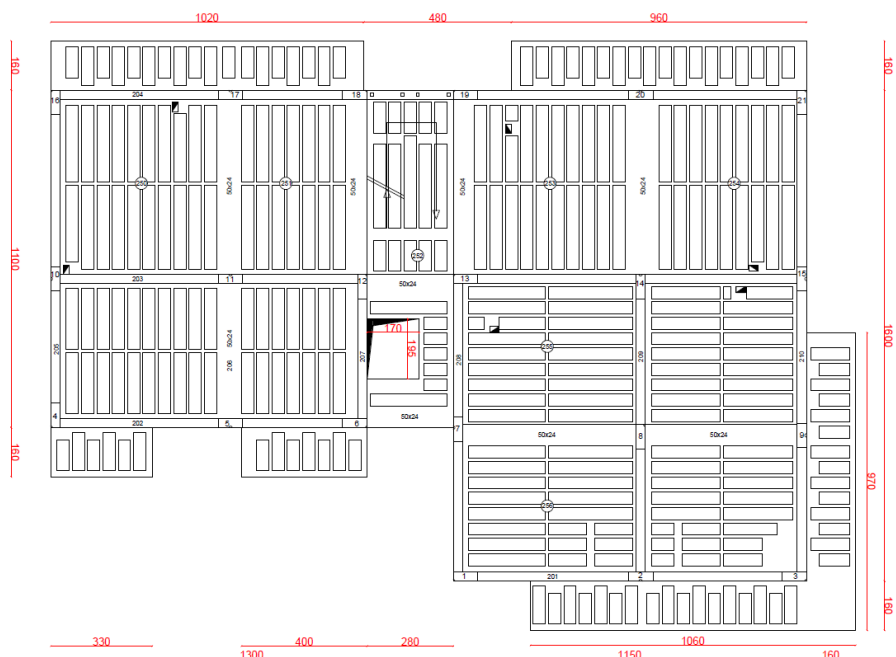


Fig. 6. Carpenteria piano tipo

I pilastri e le travi hanno sezione diversa per i diversi piani. I primi hanno sezione 30×80 al secondo e terzo impalcato, 30×70 al quarto e quinto impalcato e 30×60 al sesto impalcato. Le travi emergenti hanno sezione 30×70 dal secondo al quarto impalcato e 30×60 al quinto e sesto impalcato e nella copertura del torrino scale. Le travi a spessore hanno tutte sezione 50×24.

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

Ordine	Pilastri	Travi Emergenti	Travi a Spessore
6	30×60	30×60	30×50
5	30×70	30×60	30×50
4	30×70	30×70	30×50
3	30×80	30×70	30×50
2	30×80	30×70	30×50

4. Esame visivo della struttura

La struttura per la pianta a L non presenta assi di simmetria. La distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo è riportata in figura 7.

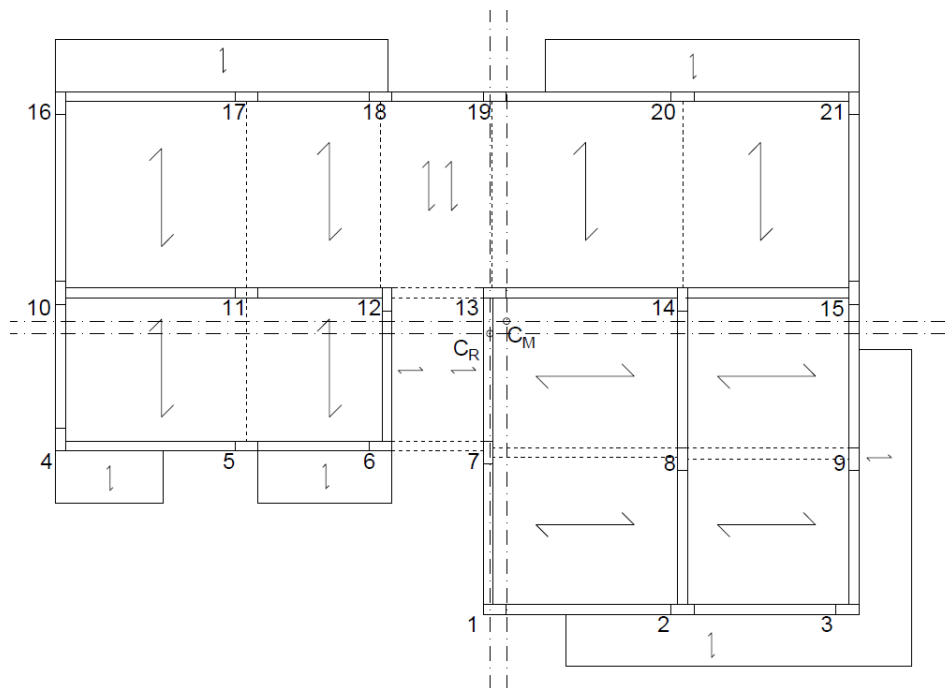


Fig. 7. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

Il contributo maggiore all'assorbimento dell'azione sismica sarà dato dai pilastri la cui la sezione si presenta di coltello, che risulteranno maggiormente rigidi se collegati ad almeno una trave emergente. In funzione a questa maggiore rigidità questi pilastri e le travi ad essi collegate devono considerarsi elementi principali. I pilastri disposti di piatto daranno invece un contributo poco rilevante in quella direzione in termini di rigidità e possono considerarsi elementi secondari. Tutte le travi a spessore possono anch'esse considerarsi elementi secondari.

La distribuzione dei pilastri sembra essere abbastanza uniforme, senza travi particolarmente corte e rigide che potrebbero portare a concentrazioni di tensioni.

Dei 21 pilastri, 11 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con x) e 10 hanno sezione allungata nella direzione verticale (che si indica con y). Visto il numero di pilastri rigidi e di travi emergenti presenti nelle due direzioni e la presenza di travi a spessore predisposte principalmente in direzione y , ci aspettiamo che la struttura sarà leggermente più rigida nella direzione x .

La distribuzione degli elementi strutturali in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, né cambi repentini di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, riducendosi solo al quinto e al sesto impalcato.

Il foro dell'ascensore ha dimensioni modeste e non crea alcun problema all'impalcato.

5. Previsione numerica del comportamento della struttura

Per procedere al dimensionamento si è effettuata una valutazione semplificata delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura, facendo riferimento ad una analisi lineare statica. Ciò permette di convalidare sia l'affidabilità delle sezioni scelte sia di confrontare i valori che saranno forniti dai programmi di calcolo.

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, sicuramente regolare in altezza e regolare in pianta. È quindi possibile utilizzare un valore del fattore di struttura q pari a $3 \times 1.3 = 3.9$. Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue.

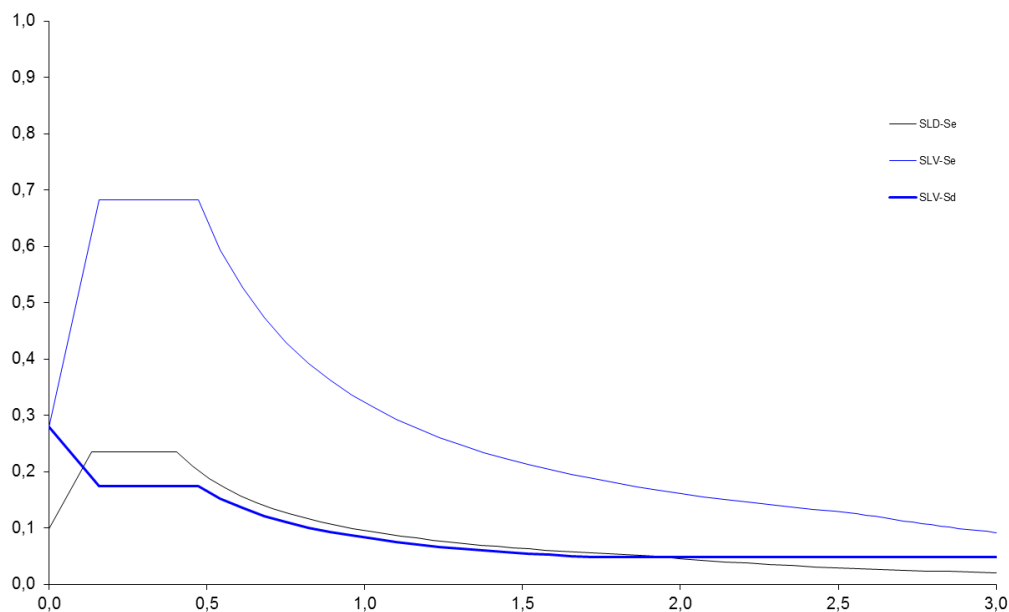


Fig. 8. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo B e $q=3.9$

Inizialmente sono state calcolate le masse di piano moltiplicando la superficie dell'impalcato per un valore approssimato del peso a metro quadro dello stesso. Si è ipotizzato inizialmente il valore di 10 kN/m^2 per tutti gli impalcati, tranne che per copertura e torrino per i quali si è utilizzato il valore 9 kN/m^2 . I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

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

Impalcato	Superficie [m^2]	Peso unitario [kN/m^2]	Peso impalcato [kN]	Massa	Quota [m]
torrino+6	386,9	9	3482,3	355,0	16,5
5	401,5	10	4015,0	409,3	13,2
4	401,5	10	4015,0	409,3	9,9
3	401,5	10	4015,0	409,3	6,6
2	401,5	10	4015,0	409,3	3,3
(6.000.000) 1	328,1	10	3281,0	334,5	0,0
totale 2-6			19542,3	1992,1	

È stato stimato il periodo proprio T_1 della struttura utilizzando la formula fornita dalla normativa

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 16.50^{3/4} = 0.614 \text{ s}$$

Da cui deriva che l'ordinata spettrale per SLV per lo spettro di progetto è

$$S_d = 0.135 \text{ g}$$

Sono state ricavate le forze di piano e i corrispondenti valori del taglio ad ogni impalcato. I valori ottenuti sono riportati nella tabella 5.

Queste forze sono calcolate con $a_g = 0.121$, che corrisponde a $T = 0.681 s$

Tab. 5. Forze di piano valutate per l'analisi statica

Impalcato	Quota [m]	Peso [KN]	Peso x Quota [KNm]	Forza al piano [KN]	Taglio al piano [KN]
torrino+6	16,5	3482,3	57457,6	608,0	608,0
5	13,2	4015,0	52998,0	560,8	1168,8
4	9,9	4015,0	39748,5	420,6	1589,3
3	6,6	4015,0	26499,0	280,4	1869,7
2	3,3	4015,0	13249,5	140,2	2009,9

somma	189952,62
-------	-----------

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

- in direzione x, 11 pilastri
- in direzione y, 10 pilastri

ordine 2: hai considerato 8 pilastri (non 10)
Giusto, ma devi spiegarlo

La direzione principalmente studiata, a causa della minore rigidità, è y. È stato ripartito il taglio di piano ai 10 pilastri presenti. Ciascun pilastro assorbe quindi 1/10 del taglio. Dal taglio dei pilastri si è risalito al momento flettente, moltiplicando il taglio per 0.5 h a tutti i piani tranne il secondo, 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. Infine, è stato stimato il momento flettente nelle travi con riferimento all'equilibrio di un nodo come media tra il momento al piede del pilastro superiore e del momento in testa al pilastro inferiore.

$$M_{trave} = \frac{M_{pil,sup} + M_{pil,inf}}{2}$$

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 6. Caratteristiche della sollecitazione previste per pilastri e travi

Ordine	Taglio [KN]	Taglio nel pilastro [KN]	Braccio [m]	Momento nel pilastro [KNm]	Momento nella trave [KNm]	Taglio nella trave [KN]
torrino + 6	608,0	60,8	1,65	100,3	50,2	20,1
5	1168,8	116,9	1,65	192,8	146,6	58,6
4	1589,3	158,9	1,65	262,2	227,5	91,0
3	1869,7	187,0	1,65	308,5	285,4	114,1
2 testa	2009,9	251,2	1,32	331,6	320,1	128,0
2 Piede	2009,9	251,2	1,98	497,5		

Quando necessario per tener conto dell'eccentricità accidentale e della combinazione delle due componenti del sisma nei telai di estremità (ES: telaio 10_campata 3-9) tali azioni sono state incrementate di circa il 20%. 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 di un 30%.

... e forse si può mettere un'altra tabella

L'effetto dei carichi verticali è stato considerato valutando, per alcune travi significative, i valori dei carichi in presenza e in assenza di sisma.

Tab. 7. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

Stima CV trave					
	Ltrave [cm]	q senza sisma	q con sisma	M _{snz_sisma}	M _{con_sisma}
Campata 2-8	500	66,32	40,07	165,8	100,2
Campata 3-9	500	58,33	36,42	145,8	91,0
Campata 10-11	570	63,62	38,48	206,7	125,0
Campata 19-20	595	60,56	39,94	214,4	141,4
Campata 12-13	310	62,35	40,34	59,9	38,8

La trave a spessore più caricata (campata 12-13), lunga 3.00 m, ha un carico massimo di 62 kN/m in assenza di sisma e 40 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 60 kNm e 39 kNm. Mentre tra le travi studiate, in particolare per la campata 3-9 perimetrale, si può stimare il carico massimo sulla trave come pari a circa 58 kN/m in assenza di sisma e 36 kN/m in presenza di sisma. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 145 kNm e 91 kNm, con riferimento ad una campata lunga 5.00 m. Con questi valori è possibile effettuare una verifica di massima della trave emergente più sollecitata sommando l'effetto del sisma ($1.2 \times 320.1 = 384.1$ kNm) a quello dei carichi verticali (91 kNm), ottenendo circa 475.1 kNm, valore accettabile per la sezione 30x70.

La scelta di utilizzare agli impalcati inferiori travi 30x70 sarà giustificata dai risultati ottenuti con uno studio più completo fornito da un codice di calcolo. Il telaio 10 e soprattutto il telaio 5, che sono i più caricati, evidenzieranno la necessità di utilizzare tale sezione.

Per i pilastri vengono individuate le due coppie M-N più gravose riportate in tabella 8.

Tab. 8. M e N più gravosi

ΔN da sisma?

N [kN]	M [kN m]
-250	517
-1389	481

*Il segno meno nel mio sistema di riferimento indica la compressione.

Ipotizzando una sezione 30 x 80 il dominio M-N evidenzia la necessità di utilizzare sul lato corto almeno 5Ø20.

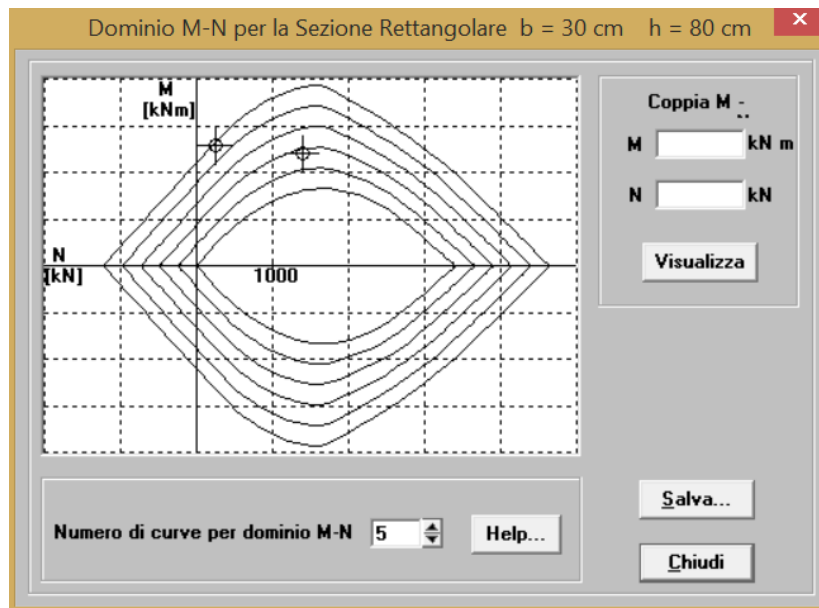


Fig. 9 dominio M-N sezione 30 x 80.

Rispettando la limitazione di non utilizzare, ai piani superiori, per i pilastri sezioni minori di quella della trave emergente si è deciso di utilizzare sezioni 30x70 al secondo, terzo e quarto impalcato e 30x60 al quinto ed al sesto per le travi e sezioni 30 x80 al secondo e terzo ordine, 30x70 al quarto e quinto ordine e 30x 60 al sesto ordine per i pilastri.

Dopo aver dimensionato la struttura si è proceduto ad effettuare un controllo sulla rigidezza dell'edificio, così da evitare di avere strutture significativamente più rigide o più deformabili rispetto a quanto ipotizzato. Si è quindi valutata la rigidezza della struttura intelaiata ai diversi piani, utilizzando due approcci distinti:

- l'approccio globale;
- l'approccio per tipologia di pilastro.

La rigidezza ottenuta con l'approccio per tipologia di pilastro è stata stimata con l'espressione

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

Nella tabella che segue sono riportate le rigidzze di piano stimate, separatamente per la direzione y e quella x. Tali valori saranno verificati con un software di calcolo che fornirà valori prossimi a quelli ottenuti con il secondo approccio, ciò mi fa pensare che con l'approccio globale avrei sovrastimato la rigidezza della struttura.

Tab. 9. Riepilogo rigidzze di piano

Approccio globale semplificato			Approccio per tipologia di pilastro		
ORDINE	ky [kN/mm]	kx [kN/mm]	ORDINE	ky [kN/mm]	kx [kN/mm]
6	341,9	400,6	6	241,0	281,7
5	486,1	575,5	5	309,8	365,2
4	542,9	636,1	4	362,0	426,0
3	677,7	807,1	3	404,1	479,0
2	901,2	1044,4	2	667,9	784,6

Hai commesso un banale errore nel foglio. App. glob. sempl. (vedi...), dovrebbe venire 612,5 (idem per gli altri)

NO, hai sbagliato i calcoli.

Tab. 10. Spostamenti di piano – direzione y

ordine	ky [KN/mm]	Taglio al piano [KN]	d [mm]	u [mm]	Forza al piano [KN]	fu [KNmm]	Massa [KNs ² /mm]	mu ² [KNmm ²]	Periodo T[sec]
6	188,9	661,3	3,5	18,2	661,3	12003,3	0,355	117,0	0,615
5	294,0	1271,2	4,3	14,7	609,9	8936,9	0,409	87,9	
4	433,7	1728,7	4,0	10,3	457,5	4724,8	0,409	43,7	
3	561,5	2033,6	3,6	6,3	305,0	1934,3	0,409	16,5	
2	793,3	2158,3	2,7	2,7	124,6	339,0	0,334	2,5	
						27938,3		267,4	

ordine	kx [KN/mm]	Taglio al piano [KN]	d [mm]	u [mm]	Forza al piano [KN]	fu [KNmm]	Massa [KNs ² /mm]	mu ² [KNmm ²]	Periodo T[sec]
6	213,1	661,3	3,1	15,7	661,3	10400,1	0,355	87,8	0,571
5	337,4	1271,2	3,8	12,6	609,9	7700,3	0,409	65,2	
4	502,3	1728,7	3,4	8,9	457,5	4051,9	0,409	32,1	
3	654,8	2033,6	3,1	5,4	305,0	1651,6	0,409	12,0	
2	934,4	2158,3	2,3	2,3	124,6	287,8	0,334	1,8	
						24091,8		198,9	

Dopo aver effettuato l'analisi modale mediante il software Tel2008, è possibile osservare che il periodo è diverso da quello stimato, tale valore sale a 0.681 s in direzione y. Sono quindi stati eseguiti nuovamente i calcoli appena fatti e risultati mostrano che le stime iniziali non subiscono variazioni rilevanti per cui possono essere considerate attendibili ed è possibile continuare l'analisi con queste scelte.

E sono stati determinati i valori delle masse di piano e i pesi unitari di ogni impalcato, che sostanzialmente non si discostano molto dai valori ipotizzati inizialmente e le previsioni ipotizzate possono essere confermate.

Tab. 12. Masse di piano

TIPO DI CARICO	II impalcato		III impalcato		IV impalcato	
	Quantità	Peso [KN]	Quantità	Peso [KN]	Quantità	Peso [KN]
solaio piano tipo	306,7	1459,8	306,7	1459,8	306,7	1459,8
solaio copertura						
solaio torrino scala						
sbalzo piano tipo	73,4	465,6	73,4	465,6	73,4	465,6
scala	21,4	212,3	21,4	212,3	21,4	212,3
travi 30 x 50						
travi 30 x 60						
travi 30 x 70	119,9	534,5	119,9	534,5	119,9	534,5
travi a spessore	43,7	73,3	43,7	73,3	43,7	73,3
tamponature	105,4	606,1	105,4	606,1	105,4	606,1
tramezzi	109,1	421,6	109,1	421,6	109,1	421,6
pilastrini 30 x 60						
pilastrini 30 x 70			10,5	143,3	21,0	286,7
pilastrini 30 x 80	21,0	327,6	10,5	163,8		
	PESO TOT	4100,8	PESO TOT	4080,3	PESO TOT	4059,8
	MASSA	418,0	MASSA	415,9	MASSA	413,8

TIPO DI CARICO	V impalcato		VI impalcato		TORRINO	
	Quantità	Peso [KN]	Quantità	Peso [KN]	Quantità	Peso [KN]
solaio piano tipo	306,7	1459,8				
solaio copertura			331,4	1769,6		
solaio torrino scala					37,4	196,0
sbalzo piano tipo	73,4	465,6				
scala	21,4	212,3	21,4	212,3		
travi 30 x 50						
travi 30 x 60	119,9	444,6	119,9	444,6	13,4	49,7
travi 30 x 70						
travi a spessore	43,7	73,3	43,7	73,3	18,5	31,1
tamponature	105,4	606,1	67,1	385,8	14,4	82,8
tramezzi	109,1	421,6	54,5	210,8		
pilastrini 30 x 60	10,5	127,6	13,5	164,0	3,0	36,5
pilastrini 30 x 70	10,5	143,3				
pilastrini 30 x 80						
	PESO TOT	3954,2	PESO TOT	3260,4	PESO TOT	396,1
	MASSA	403,1	MASSA	332,4	MASSA	40,4

Tab. 13. Peso medio dell'impalcato

	Peso [KN]	MASSA [t]	AREA [m2]	PESO MEDIO
IMPALCATO 6 + torrino	3656,5	372,7	390,2	9,4
IMPALCATO 5	3954,2	403,1	401,5	9,8
IMPALCATO 4	4059,8	413,8	401,5	10,1
IMPALCATO 3	4080,3	415,9	401,5	10,2
IMPALCATO 2	4100,8	418,0	401,5	10,2
	19851,57			

Tab. 14. Forze e Taglio di piano

	Peso [KN]	quota	W*z	Forze d piano	taglio al piano
IMPALCATO 6	3656,5	16,5	60331,5	637,6	637,6
IMPALCATO 5	3954,2	13,2	52195,0	551,6	1189,3
IMPALCATO 4	4059,8	9,9	40192,4	424,8	1614,1
IMPALCATO 3	4080,3	6,6	26930,1	284,6	1898,7
IMPALCATO 2	4100,8	3,3	13532,6	143,0	2041,7
	19851,6		193181,7		

Utilizzando opportuni comandi di Autocad vengono determinate le coordinate del baricentro degli impalcato e attraverso i valori delle rigidezze sono stati calcolate le coordinate dei centri di rigidezza degli impalcato. È stato così determinato il valore dell' eccentricità accidentale nelle due direzioni. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

e p_m quanto vale?

Tab. 15. Centro di massa, centro di rigidezza e eccentricità accidentale

ordine	Σk_x	Σk_y	X_{Gk}	Y_{Gk}	X_{Gm}	Y_{Gm}	ecc accidentale x	ecc accidentale y
6	281,69	240,96	14,22	9,44	13,42	9,08	0,80	0,36
5	365,20	309,77	14,29	9,48	13,81	8,98	0,48	0,50
4	425,98	362,02	14,28	9,44	13,81	8,98	0,47	0,46
3	479,03	404,12	14,34	9,50	13,81	8,98	0,53	0,52
2	784,47	667,93	13,30	8,60	13,81	8,98	-0,51	-0,38

7. Programma di calcolo e modellazione della struttura

La struttura è stata calcolata utilizzando il programma Tel2008, un programma freeware realizzato da Aurelio Gherzi.

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, inserendo un impalcato di rigidezza infinita alla base per schematizzare la presenza delle pareti in c a. 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).

E le pareti come sono modellate?

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

Le coppie di piano sono state determinate moltiplicando l'eccentricità accidentale per le forze valutate per analisi statica.

8. 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. I valori massimi del momento si hanno in corrispondenza delle travi più caricate. Travi poco caricate e travi a spessore (campata centrale telaio 3) evidenziano invece momenti più piccoli.

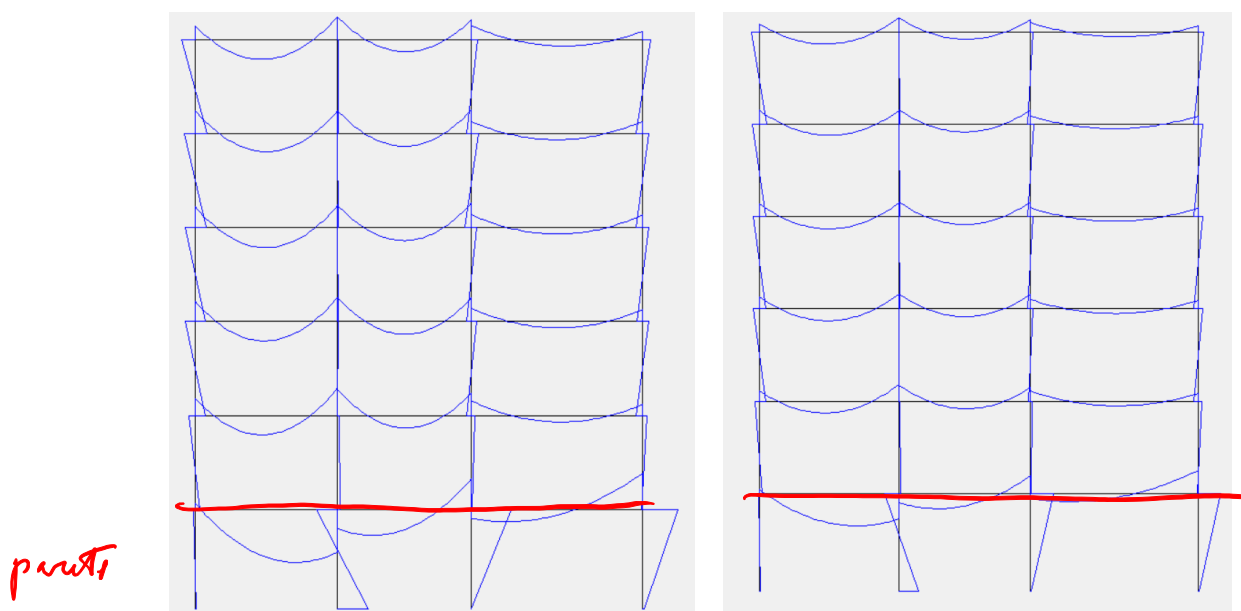


Fig. 10. Diagramma del momento flettente (q_{max}) e (q_{min})– telaio 10

dovresti citare i valori, per un confronto

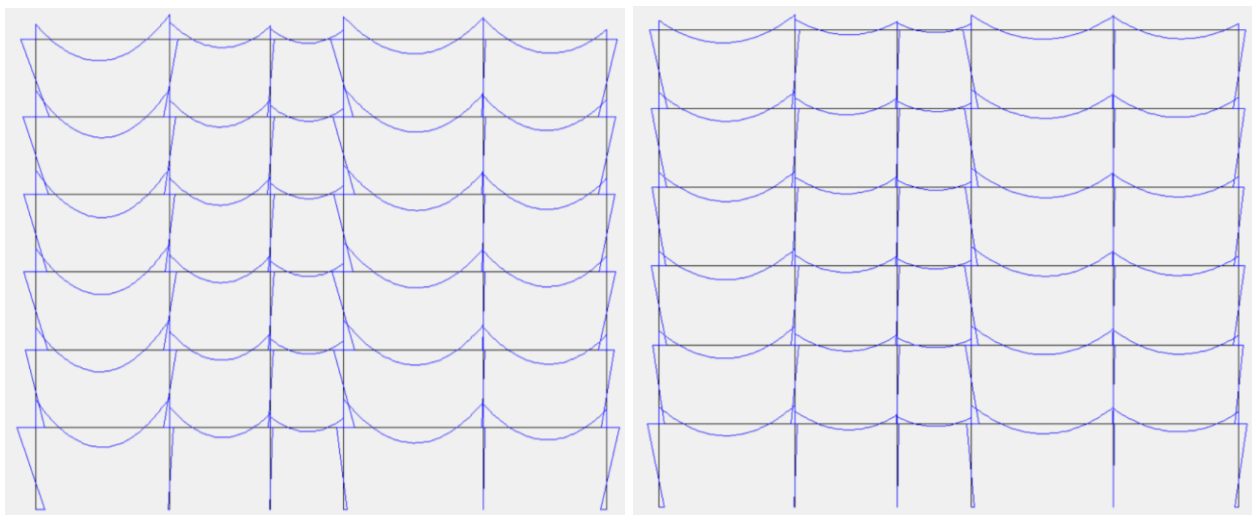


Fig. 11. Diagramma del momento flettente (qmax) e (qmin) – telaio 3

piccola rotazione? Per tener conto dell'effetto del sisma è stata effettuata un'analisi modale considerando 18 modi di vibrazione della struttura. Il primo modo, ha una massa partecipante del 66.38% in y, mostra traslazioni in direzione y. Il secondo modo, ha una massa partecipante del 66.34% in x, mostra traslazioni in direzione x. Il terzo modo, ha una massa partecipante del 0.31% in x e 0.50% in y mostra pura rotazione. La presenza di pareti in cemento armato sposta la percentuale significativa di massa partecipante tra i modi finali (16 e 17) con minime traslazioni dell'edificio. I restanti modi mostrano spostamenti e rotazioni sostanzialmente disaccoppiati.

Le masse partecipanti relative ai 18 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante.

Tab. 16. Masse partecipanti, per sisma x e y

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,681	0,01%	66,38%
2	0,616	66,34%	0,02%
3	0,524	0,31%	0,50%
4	0,232	0,00%	10,05%
5	0,212	10,18%	0,00%
6	0,180	0,01%	0,03%
7	0,129	0,00%	4,14%
8	0,120	3,94%	0,00%
9	0,101	0,02%	0,00%
10	0,085	0,00%	1,89%
11	0,080	1,81%	0,00%
12	0,066	0,01%	0,01%
13	0,063	0,00%	1,34%
14	0,061	1,30%	0,01%
15	0,049	0,02%	0,02%
16	0,022	0,00%	15,57%
17	0,018	15,98%	0,00%
18	0,012	0,07%	0,04%

Di seguito sono riportate le deformate modali .

(inutile mostrare tutti)

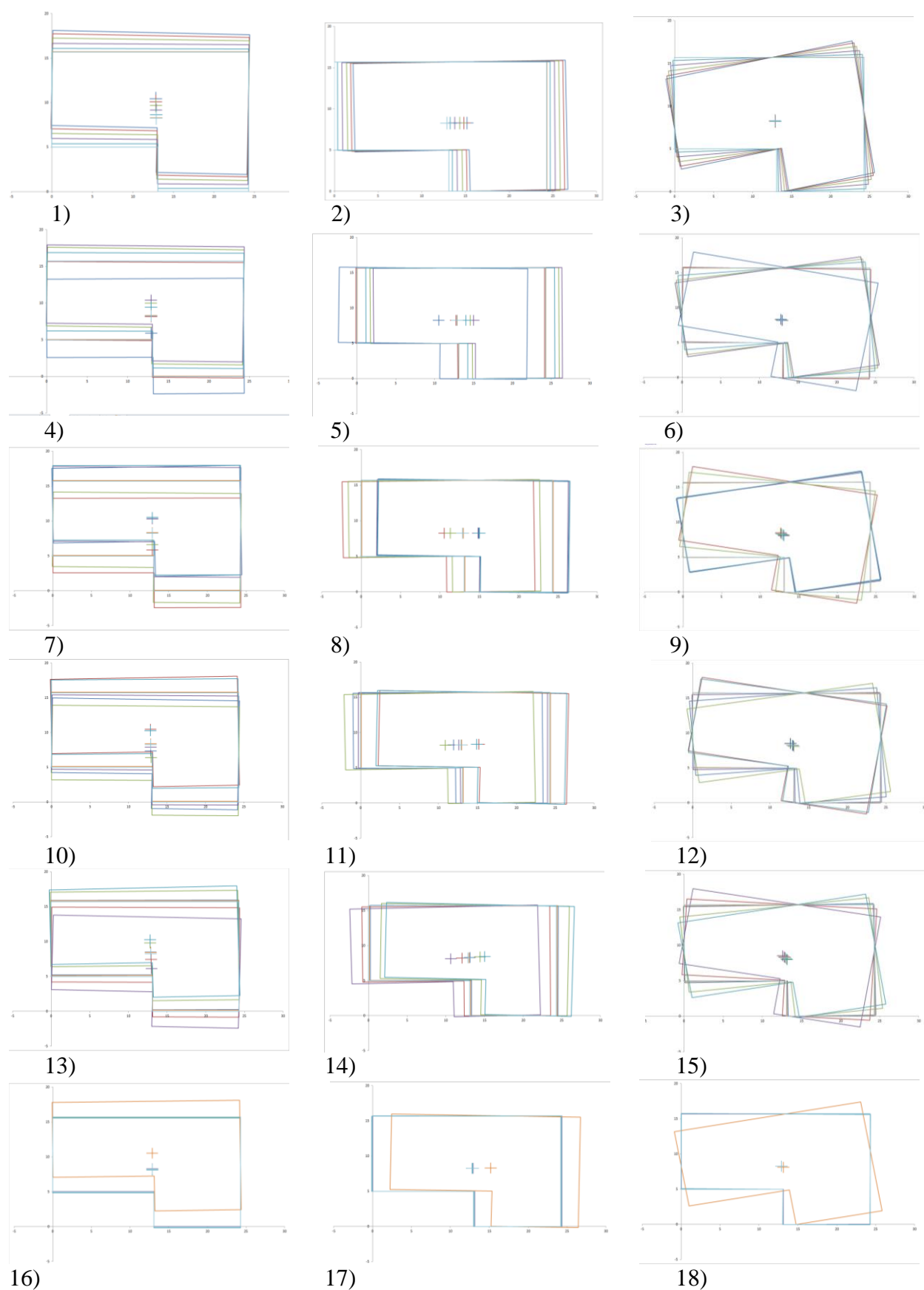


Fig. 12 Modi di vibrazione della struttura

Questa analisi evidenzia che il periodo fondamentale dell'edificio è 0.681 s, diverso da quello valutato in prima approssimazione con le formule di normativa (0.615 s). Ciò però non comporta cambiamenti nelle scelte di dimensionamento della struttura.

*c'è un p. di risonanza: 15.93-18.16
16.98-20.88*

Sono stati confrontati i valori degli spostamenti degli impalcati ottenuti dall'analisi statica con quelli del Tel2008. Si ha infatti una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale dell'edificio, e il valore degli spostamenti ottenuti è molto prossimo a quello stimato, al sesto impalcato era stato stimato uno spostamento lungo y di 18.32 mm e si ottiene 20.88 mm. Tale comportamento è confermato ai diversi piani. Questo indica un comportamento regolare anche lungo l'altezza.

*15%
20%*

Tab. 17. Confronto spostamenti impalcati.

	6 impalcato		5 impalcato		4 impalcato		3 impalcato		2 impalcato	
Telaio	Analisi Mod x	Analisi Mod y	Analisi Mod x	Analisi Mod y	Analisi Mod x	Analisi Mod y	Analisi Mod x	Analisi Mod y	Analisi Mod x	Analisi Mod y
1	18,16	-2,06	15,47	-1,70	11,79	-1,24	7,34	-0,73	3,02	-0,26
2	17,42	-1,02	14,86	-0,84	11,32	-0,62	7,05	-0,37	2,92	-0,13
3	16,75	-0,38	14,31	-0,33	10,90	-0,25	6,79	-0,15	2,84	-0,07
4	15,93	1,41	13,64	1,17	10,39	0,86	6,47	0,51	2,74	0,19
5	-2,62	20,88	-2,18	17,65	-1,64	13,39	-1,01	8,34	-0,36	3,41
6	-1,46	19,91	-1,21	16,86	-0,91	12,83	-0,55	8,03	-0,19	3,31
7	-0,62	19,20	-0,51	16,29	-0,38	12,42	-0,23	7,80	-0,08	3,24
8	0,32	18,70	0,27	15,88	0,21	12,14	0,14	7,64	0,06	3,20
9	1,35	17,76	1,15	15,13	0,88	11,61	0,56	7,34	0,21	3,11
10	2,41	16,98	2,04	14,50	1,56	11,16	0,97	7,09	0,37	3,04
spostamento stimato	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y
	15,55	18,32	13,40	15,80	10,20	12,03	6,47	7,64	2,56	3,01

Il confronto è stato fatto anche con i valori delle caratteristiche della sollecitazione stimate e per le rigidezze dell'impalcato.

Tab. 18. Confronto caratteristiche della sollecitazione.

	stimati					tel_08			
ordine	V_glob_stim	V_pil_stima	M_pil_stim	M_tra_stim	V_tra_stim	Vmax_pil	Mmax_pil	Mmax_tra	Vmax_tra
6	608,0	56,9	100,3	50,2	20,1	73,9	144,7	80,5	30,2
5	1168,8	114,9	192,8	146,6	58,6	136,5	226,4	171,1	70,6
4	1589,3	157,3	262,2	227,5	91,0	177,8	306,4	304,8	123,6
3	1869,7	190,8	308,5	285,4	114,1	219,2	368,1	365,0	150,0
2 testa	2009,9	201,9	331,6	320,1	128,0	222,0	250,8	358,8	147,6
2 piede			497,5				482,2		

ok, ma spiega come fatto

Tab. 19. Confronto tra le rigidezze in x e y

ordine	direzione x		direzione y	
	Stimata	Tel_08	Stimata	Tel_08
6	281,69	277,59	240,96	226,88
5	365,20	362,54	309,77	305,18
4	425,98	409,78	362,02	345,43
3	479,03	507,35	404,12	415,41
2	784,47	778,85	667,93	642,85

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità ,1 e 4, per effetto del sisma in direzione x . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione del telaio.

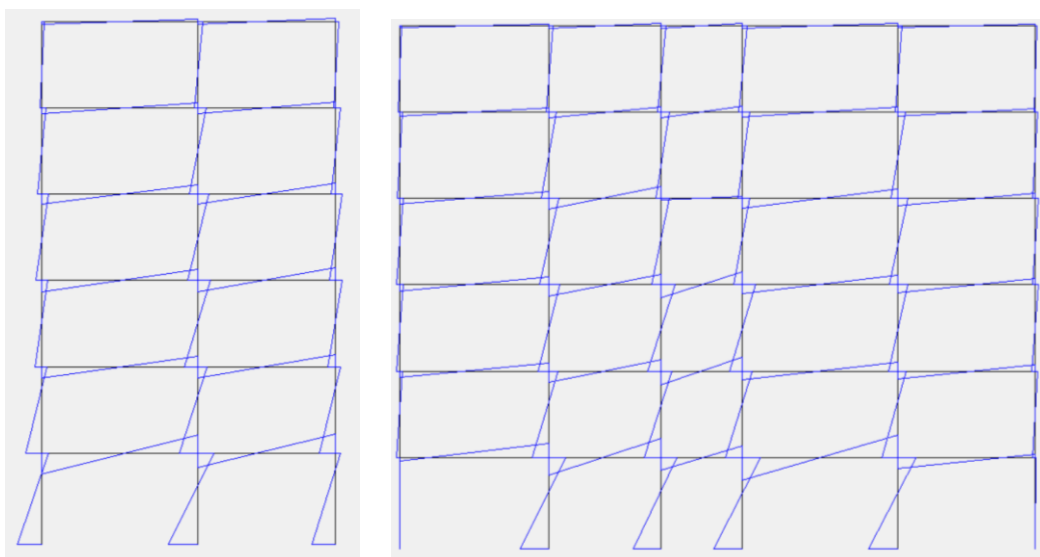


Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai 1 e 4, analisi modale, sisma x

Stesso confronto è stato effettuato sul telaio 5 e 10 di estremità per effetto del sisma in direzione y . Anche qui i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione del telaio.

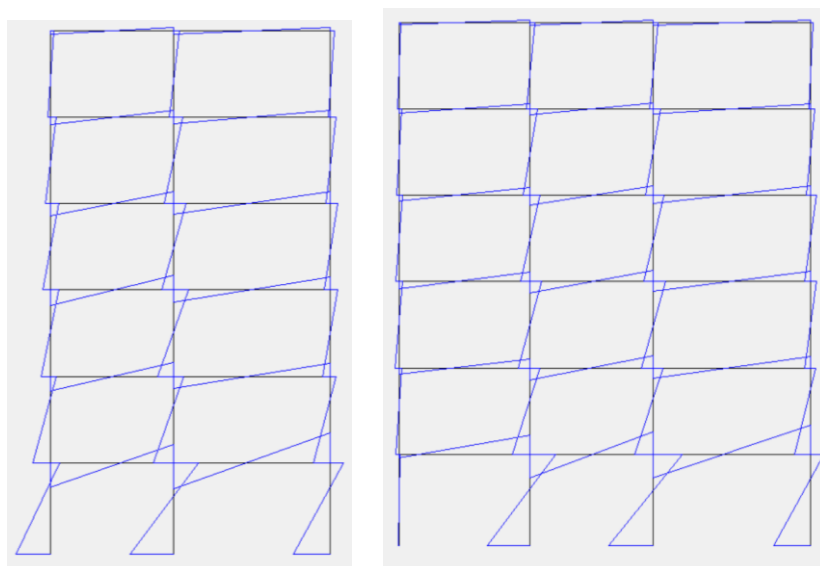


Fig. 14. Diagramma del momento flettente nei telai 5e 10, analisi modale, sisma y

Nelle figure che seguono sono riportati gli spostamenti dovuti all'eccentricità accidentale. La presenza di tale eccentricità, sia per sisma agente in x che in y, fornisce un incremento relativamente piccolo. L'edificio principalmente trasla nella direzione di azione del sisma e non è soggetto a rotazioni importanti.

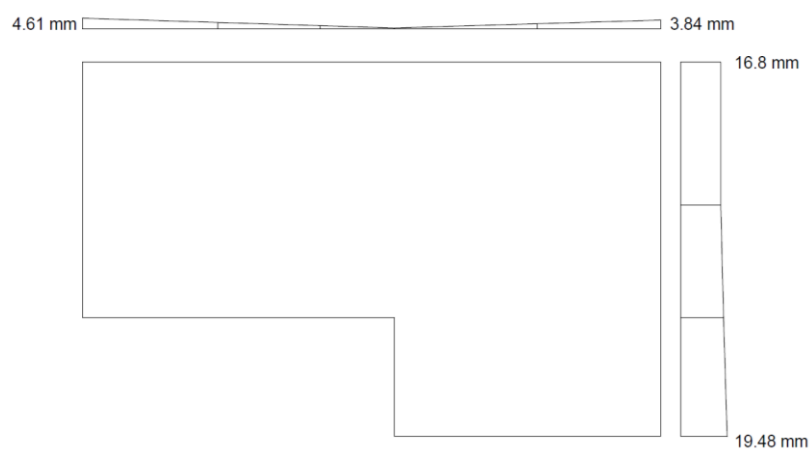


Fig. 15. Effetto dell'eccentricità accidentale sugli spostamenti per sisma in direzione sisma x

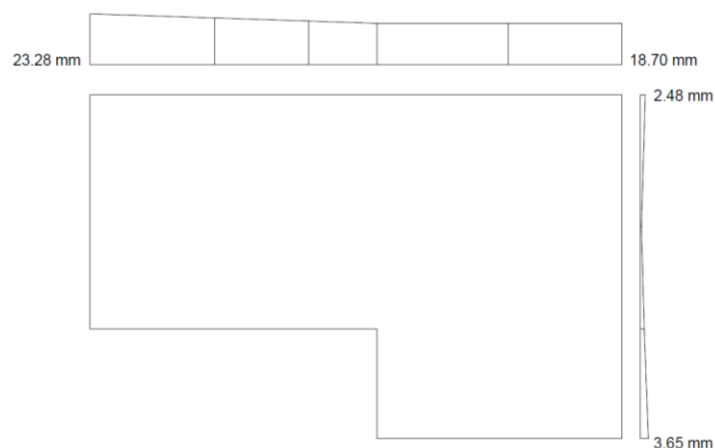


Fig. 16. Effetto dell'eccentricità accidentale sugli spostamenti per sisma in direzione sisma y

Combinando l'effetto del sisma in una direzione col 30% dell'effetto del sisma nell'altra direzione si nota un leggero incremento degli spostamenti per i telai direzione y soggetti a sisma $x+0.3$ sisma y senza però generare particolari rotazioni, e per i telai in direzione x soggetti a sisma $y+0.3$ sisma x si evidenzia invece un notevole incremento degli spostamenti nei telai che mantengono però inalterato il comportamento traslatorio. In definitiva ciò evidenzia una buona progettazione della struttura.

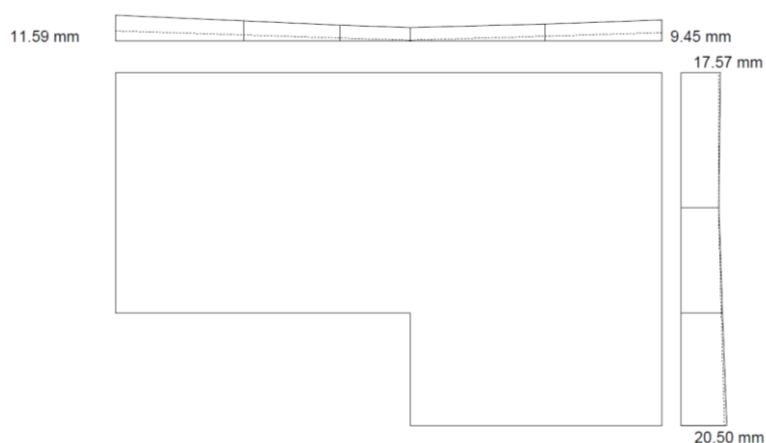


Fig. 17. Effetto combinato del sisma $x+0.30$ sisma y, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

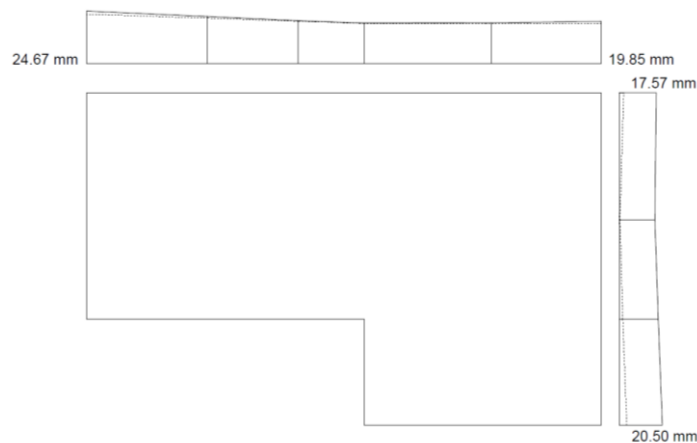


Fig. 18. Effetto combinato del sisma $y+0.30$ sisma x, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

9. Esame delle armature

Travi

Le sezioni adottate per l'edificio sono riportate in tabella.

Tab. 20. Riepilogo sezioni delle travi

ORDINE	SEZIONE
6	30 x 60
5	30 x 60
4	30 x 70
3	30 x 70
2	30 x 70

Utilizzando i valori del momento flettente delle travi forniti dal software TEL2008 e combinando tali valori così da considerare il contributo mutuo del sisma nelle due direzioni, sono state studiate e armate tutte le travi della struttura. Utilizzando le formule di normativa è stata calcolata l'area minima necessaria

$$A_s = \frac{M}{0.9 * d * f_{yd}}$$

e in funzione a questo valore è stata ipotizzata un'armatura adeguata a soddisfare le verifiche richieste.

$$\frac{b * h * 1.4}{f_{yk}} < A_{s,tesa} < A_{s,compressa} + \frac{b * h * 3.5}{f_{yk}}$$

Rispettando gli ulteriori limiti prescritti dalla normativa

- disporre sempre almeno 2 ϕ 14 sia superiormente che inferiormente;
- Armatura compressa almeno pari a 25% dell'armatura tesa ,sempre , e al 50% dell 'armatura tesa in zona critica (per CD "B" è uguale all'altezza della trave);
- Armatura superiore sempre pari a $\frac{1}{4}$ dell'armatura massima disposta agli estremi.

Come armature sono state utilizzate barre di diametro pari a 16 mm ($A_s=2.01 \text{ cm}^2$) e 20 mm ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$) .

La trave maggiormente caricata risulta essere quella appartenente al telaio 5, ma in particolare si riportano i risultati ottenuti dallo studio delle travi appartenenti al telaio 10 in direzione y.

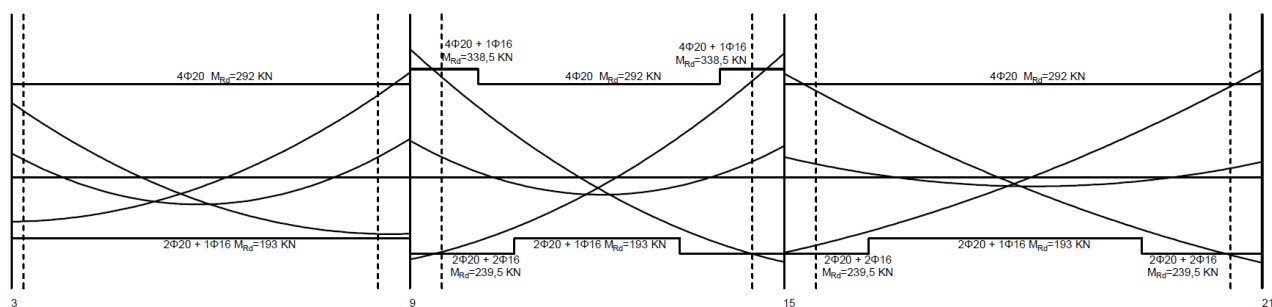


Fig. 19. Diagramma del momento sollecitante e resistente trave 210

La trave 210 è composta da 3 campate dove non sono presenti travi a spessore. In aggiunta all'armatura filante calcolata è stato necessario l'uso di monconi del diametro 16 mm sia superiormente che inferiormente. L'armatura si interrompe, per ogni impalcato, a metà della campata centrale e i monconi di armatura sono disposti agli appoggi. Nelle tabelle seguenti sono riportati l'area di ferro necessaria e quelle effettivamente disposte per l'intero telaio.

Tab. 21 . Disposizione armatura trave 210

Appoggio	Armatura tesa			Armatura compressa		
	Area necessaria	Area utilizzata	Ferri disposti	Area necessaria	Area utilizzata	Ferri dispo-
3	8.98	12.56	4Φ20	6.05	8.29	2Φ20+1Φ16
9_sx	11.03	14.57	4Φ20+1Φ16	7.56	10.30	2Φ20+2Φ16
9_dx	13.47	14.57	4Φ20+1Φ16	10.31	10.30	2Φ20+2Φ16
15_sx	12.99	14.57	4Φ20+1Φ16	10.57	10.30	2Φ20+2Φ16
15_dx	11.68	12.56	4Φ20	9.32	10.30	2Φ20+2Φ16
21	12.30	12.56	4Φ20	10.63	10.30	2Φ20+2Φ16

Tab. 22 .Disposizione armatura trave 310

Appoggio	Armatura tesa			Armatura compressa		
	Area necessa-	Area utilizza-	Ferri disposti	Area necessa-	Area utilizza-	Ferri disposti
3	9.79	11.43	3Φ20+1Φ16	6.21	8.29	2Φ20+1Φ16
9_sx	10.86	13.44	3Φ20+2Φ16	8.30	10.30	2Φ20+2Φ16
9_dx	13.17	13.44	3Φ20+2Φ16	10.36	10.30	2Φ20+2Φ16
15_sx	13.00	13.44	3Φ20+2Φ16	10.38	10.30	2Φ20+2Φ16
15_dx	11.58	13.44	3Φ20+2Φ16	9.45	10.30	2Φ20+2Φ16
21	12.44	13.44	3Φ20+2Φ16	10.51	10.30	2Φ20+2Φ16

Tab. 23. Disposizione armatura trave 410

Appoggio	Armatura tesa			Armatura compressa		
	Area necessa-	Area utilizza-	Ferri disposti	Area necessa-	Area utilizza-	Ferri disposti
3	8.50	9.42	3φ20	4.56	8.29	2φ20+1φ16
9_sx	9.24	11.43	3φ20+1φ16	6.28	8.29	2φ20+1φ16
9_dx	11.09	11.43	3φ20+1φ16	8.17	8.29	2φ20+1φ16
15_sx	11.09	11.43	3φ20+1φ16	7.94	8.29	2φ20+1φ16
15_dx	9.8	11.43	3φ20+1φ16	7.68	8.29	2φ20+1φ16
21	10.89	11.43	3φ20+1φ16	8.69	10.30	2φ20+2φ16

Tab. 24 .Disposizione armatura trave 510

Appoggio	Armatura tesa			Armatura compressa		
	Area necessa-	Area utilizza-	Ferri disposti	Area necessa-	Area utilizza-	Ferri disposti
3	7.70	9.42	3φ20	2.03	5.15	1φ20+1φ16
9_sx	7.31	9.42	3φ20	2.75	5.15	5.15
9_dx	8.42	9.42	3φ20	4.29	5.15	5.15
15_sx	8.47	9.42	3φ20	4.24	5.15	5.15
15_dx	7.24	9.42	3φ20	4.80	5.15	5.15
21	7.75	9.42	3φ20	5.21	7.16	1φ20+2φ16

Tab. 25 .Disposizione armatura trave 610

Appoggio	Armatura tesa			Armatura compressa		
	Area necessa-	Area utilizza-	Ferri disposti	Area necessa-	Area utilizza-	Ferri disposti
3	3.55	6.03	3φ16	0.12	6.03	3φ16
9_sx	4.54	6.03	3φ16	0.80	6.03	3φ16
9_dx	4.93	6.03	3φ16	0.55	6.03	3φ16
15_sx	4.56	6.03	3φ16	0.25	4.02	2φ16
15_dx	4.49	6.03	3φ16	0.91	4.02	2φ16
21	4.32	6.03	3φ16	2.30	4.02	2φ16

Per definire l'armatura trasversale il taglio sollecitante viene ricavato con l'espressione

$$V_{max} = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{\max(M_{Rd,sin}^{+} + |M_{Rd,des}^{-}|; M_{Rd,des}^{+} + |M_{Rd,sin}^{-}|)}{l}$$

Con $\gamma_{Rd} = 1$ per CD "B"

Per verificare il taglio e definire l'armatura è stato calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili armature con staffe a due bracci ipotizzando inizialmente $\cot \theta = 2$.

Tab.26 Taglio sollecitante e taglio resistente.

		passo [cm]					
		8,4	10	15	20		
		V_{max} [KN]	V_{Rcd} [KN]	$V_{Rs,d}$ [KN]	$V_{Rs,d}$ [KN]	$V_{Rs,d}$ [KN]	$V_{Rs,d}$ [KN]
6	campata 3-9	127,3	428,5	469,6	394,4	263,0	197,2
	campata 9-15	116,0	428,5	469,6	394,4	263,0	197,2
	campata 15-21	62,1	428,5	469,6	394,4	263,0	197,2
5	campata 3-9	125,4	428,5	469,6	394,4	263,0	197,2
	campata 9-15	122,1	428,5	469,6	394,4	263,0	197,2
	campata 15-21	79,3	428,5	469,6	394,4	263,0	197,2
4	campata 3-9	167,6	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4
	campata 9-15	169,2	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4
	campata 15-21	117,0	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4
3	campata 3-9	167,6	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4
	campata 9-15	193,8	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4
	campata 15-21	117,9	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4
2	campata 3-9	167,6	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4
	campata 9-15	193,8	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4
	campata 15-21	126,9	505,0	553,4	464,9	309,9	232,4

La normativa impone inoltre l'utilizzo in zona critica di staffe con passo non maggiore della più piccola di queste grandezze:

- Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 225 mm per CD "B"
- 8 volte il diametro minimo delle armature della trave
- 24 volte il diametro della staffa

Tab. 27. Passo limite delle staffe in zona critica.

limiti passo staffe in zona critica [cm]				
6 ord	5 ord	4 ord	3 ord	2 ord
14,00	14,00	16,50	16,50	16,50
22,50	22,50	22,50	22,50	22,50
12,80	12,80	12,80	12,80	12,80
19,20	19,20	19,20	19,20	19,20
12,80	12,80	12,80	12,80	12,80

Per cui come armatura trasversale sono state poste staffe a due bracci $\phi 8/10$ nelle zone critiche e $\phi 8/20$ fuori dalla zona critica. Si sono infine disposti fuori calcolo nelle campate emergenti ferri di parete (2+2 $\phi 16$).

10. Pilastri

Tab. 28. Riepilogo sezioni dei pilastri

ORDINE	SEZIONE
6	30 x 60
5	30 x 70
4	30 x 70
3	30 x 80
2	30 x 80

I valori del momento flettente ottenuti con l'utilizzo del software TEL2008 sono stati combinati, così come è stato fatto per le travi, per tener conto del contributo mutuo del sisma nelle due direzioni. Sono stati studiati e armati tutti i pilastri della struttura utilizzando il criterio della gerarchia delle resistenze. Per applicarlo è necessario conoscere i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono in ciascun nodo. È possibile ricavare il massimo momento resistente sommando il valore assoluto del momento positivo dell'una e quello negativo dell'altra e prendere il valore massimo. La somma viene moltiplicata per $\gamma_{Rd} = 1.1$ e ripartita tra il pilastro al di sopra e quello al di sotto del nodo.

In particolare si riportano i risultati ottenuti il pilastro 9 appartenente al telaio 10 in direzione y.

Tab.29. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 9 (KNm)

	9_X			9_Y				M_x	M_y
	sx	dx	ΣM	sx	dx	ΣM			
MRd_sup	-42,48	0	42,5	-118,96	-118,96	198,3	sup		
MRd_inf	28,32	0		79,30	79,30		inf	129,53	19,83
MRd_sup	-42,48	0	42,5	-158,61	-180,91	277,6	sup	175,79	26,91
MRd_inf	28,32	0		79,30	118,96		inf	239,16	28,63
MRd_sup	-56,65	0	56,6	-259,95	-259,95	473,2	sup	281,33	33,68
MRd_inf	28,32	0		186,93	213,22		inf	278,67	30,02
MRd_sup	-56,65	0	56,6	-259,95	-312,53	525,7	sup	299,66	32,29
MRd_inf	28,32	0		213,22	259,95		inf	289,16	31,16
MRd_sup	-56,65	0	56,6	-259,95	-338,82	525,7	sup	289,16	31,16
MRd_inf	28,32	0		186,93	259,95		inf		

I valori da utilizzare per la verifica e per progettare l'armatura sono stati ottenuti combinando i valori di calcolo con quelli ottenuti dalla gerarchia delle resistenze. Per questi valori le armature sono state definite a pressoflessione retta e sono state controllate a pressoflessione deviata.

Sono determinati i valori di sforzo normale e momento flettente massimi, che la sezione di calcestruzzo in assenza di armature è in grado di portare

$$N_{c,max} = A_c f_{cd}$$

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

È stato calcolato il momento flettente che la sezione di calcestruzzo può portare per il valore di sforzo normale di calcolo.

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

L'area necessaria sul singolo lato è data dalla seguente formula

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

Il momento resistente è infine calcolato

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

$$N_{s,max} = 2A_s f_{yd} \quad M_{s,max} = A_s (h - 2c) f_{yd} \quad m = 1 + \frac{1}{1 + \frac{2N_{s,max}}{N_{c,max}}}$$

Per ogni terna di valori è stata effettuata la verifica a pressoflessione deviata che risulta sempre verificata.

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

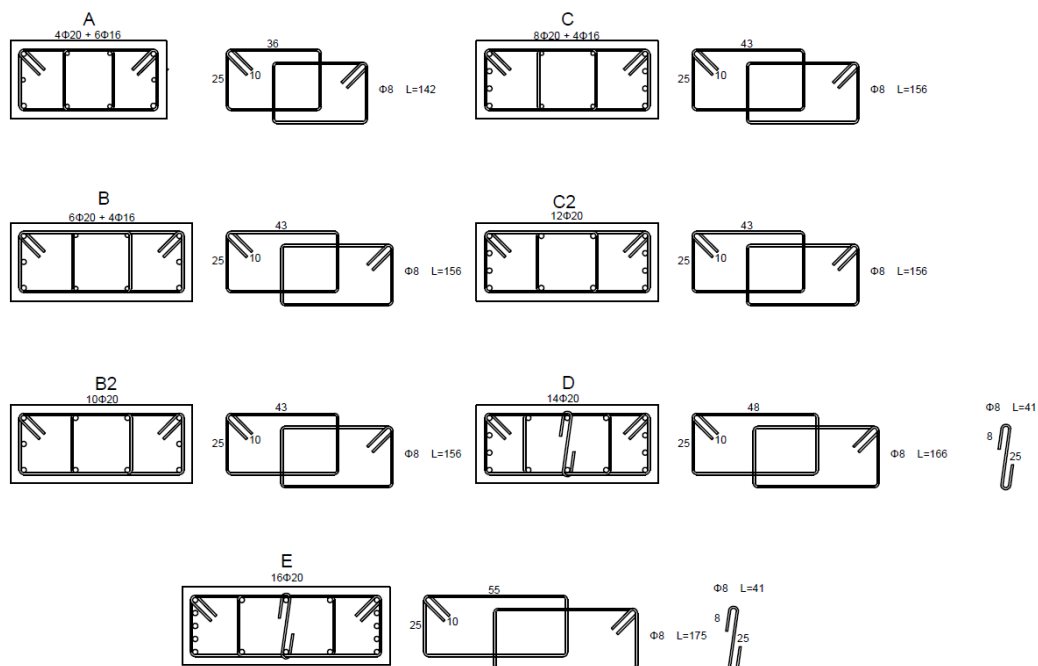
Inoltre il calcolo è stato effettuato in modo tale da soddisfare il criterio della gerarchia delle resistenze in modo tale che per ogni nodo trave-pilastro sia rispettata la:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

Dove γ_{Rd} è il fattore di sovraresistenza, pari a 1,1 per CD "B".

Di seguito sono riportate le sezioni utilizzate e la tabella dei pilastri.

Tab.30. Dettaglio armatura utilizzata



Tab.31. Tabella dei pilastri

	VI ORDINE	V ORDINE	IV ORDINE	III ORDINE	II ORDINE	I ORDINE
1	30 x 60 A	30 x 70 B	30 x 70 B	30 x 80 B	30 x 80 B	Pareti in c.a.
2	30 x 60 A	30 x 70 B2	30 x 70 C2	30 x 80 C2	30 x 80 C2	Pareti in c.a.
3	30 x 60 A	30 x 70 B2	30 x 70 C2	30 x 80 C2	30 x 80 C2	Pareti in c.a.
4	60 x 30 A	70 x 30 B2	70 x 30 D	70 x 30 D	70 x 30 D	Pareti in c.a.
5	30 x 60 A	30 x 70 B	30 x 70 B	30 x 80 B	30 x 80 B	Pareti in c.a.
6	30 x 60 A	30 x 70 B2	30 x 70 C2	30 x 80 C2	30 x 80 C2	Pareti in c.a.
7	60 x 30 A	70 x 30 B	70 x 30 B	80 x 30 B	80 x 30 B	Pareti in c.a.
8	60 x 30 A	70 x 30 B	70 x 30 B	80 x 30 B	80 x 30 B	80 x 30 B
9	60 x 30 A	70 x 30 B	70 x 30 B	80 x 30 B	80 x 30 B	Pareti in c.a.
10	60 x 30 B	70 x 30 D	70 x 30 D	80 x 30 E	80 x 30 E	Pareti in c.a.
11	30 x 60 A	30 x 70 B	30 x 70 B	30 x 80 B	30 x 80 B	30 x 80 B
12	60 x 30 A	70 x 30 B	70 x 30 B	80 x 30 B	80 x 30 B	80 x 30 B
13	30 x 60 A	30 x 70 B	30 x 70 B	30 x 80 B	30 x 80 B	30 x 80 B
14	60 x 30 B2	70 x 30 C2	70 x 30 C2	80 x 30 C2	80 x 30 C2	80 x 30 C2
15	60 x 30 B	70 x 30 C	70 x 30 C	80 x 30 C	80 x 30 C	Pareti in c.a.
16	60 x 30 A	70 x 30 B	70 x 30 C	80 x 30 C	80 x 30 C	Pareti in c.a.
17	30 x 60 A	30 x 70 B	30 x 70 B	30 x 80 B	30 x 80 B	Pareti in c.a.
18	30 x 60 A	30 x 70 B	30 x 70 B	30 x 80 B	30 x 80 B	Pareti in c.a.
19	30 x 60 A	30 x 70 B	30 x 70 B	30 x 80 B	30 x 80 B	Pareti in c.a.
20	30 x 60 A	30 x 70 B	30 x 70 B	30 x 80 B	30 x 80 B	Pareti in c.a.
21	60 x 30 A	70 x 30 B	70 x 30 C	80 x 30 C	80 x 30 C	Pareti in c.a.

Al fine di garantire un buon ancoraggio con le barre del pilastro superiore le barre longitudinali vengono prolungate rispetto all'estradosso della trave per una lunghezza pari a quella di sovrapposizione. Tale lunghezza pari a 40 diametri è posta pari a 80 cm. La verifica della sezione ed il progetto dell'armatura a taglio sono stati eseguiti con le medesime modalità già impiegate per le travi e sono state disposte staffe a quattro bracci $\phi 8/10$ nelle zone critiche, mentre $\phi 8/15$ fuori dalla zona critica.

L'armatura ottenuta è compatibile con quella che ci si potrebbe aspettare da una visione generale della pianta. L'unico pilastro a sollevare qualche dubbio è il 4 che richiede armatura sul lato lungo maggiore rispetto al 16 che a prima vista risulta molto simile.

In tabella si riportano alcune note sui pilastri.

buone riflessioni

Tab.32. Armatura per tipologia di pilastro.

PILASTRO	VI	V	IV	III	II	Note
1-5-7-8-9-11-12-13-17-18-19-20	A	B	B	B	B	Questi pilastri vengono armati con il minimo richiesto. Molti di questi hanno travi a spessore sul lato lungo che giustifica l'utilizzo di armatura minima sul lato lungo. Piccole differenze di armatura sono state comunque unificate così da ottenere una sezione unica.
16-21	A	B	C	C	C	Sono pilastri d'angolo caricati parzialmente dallo sbalzo. Posso identificarli con un'armatura unica. La differenza con gli altri pilastri d'angolo penso stia nella lunghezza della trave emergente che si innesta nel pilastro, la luce grande (6 m) diminuisce la rigidezza richiedendo armatura leggermente più bassa.
15	B	C	C	C	C	È posto tra due travi emergenti con pilastri di coltello, ciò giustifica l'utilizzo di 4 $\phi 20$ dal quinto al secondo impalcato, sul lato corto. Il lato lungo ha una sola trave emergente con pilastro di piatto e assorbe circa il 2,8% del taglio di piano, posso ritenerlo secondario e non applicare fedelmente la gerarchia delle resistenze.
2-3-6	A	B₂	C₂	C₂	C₂	La differenza di armatura penso sia dovuta alla presenza di travi emergenti sul lato lungo più corte e quindi più rigide, richiedendo armatura leggermente più forte.
14	B₂	C₂	C₂	C₂	C₂	La presenza di una trave a spessore non condiziona particolarmente l'armatura sul lato corto. Devo però garantire un'armatura più forte sul lato lungo perché sono presenti due travi emergenti.
4	A	B₂	D	D	D	È d'angolo. Mi sarei aspettata la stessa armatura utilizzata per i pilastri 16 e 21, ma per soddisfare le verifiche è necessario disporre un quantitativo maggiore sul lato lungo. Penso che ciò sia giustificabile guardando le terne con cui progetto l'armatura. Il pilastro 4 per la condizione "q _{min} +sisma prev y" tende ad avere, agli impalcati più bassi, valori di N piccoli (-67.25 KN), quindi venendo meno l'aiuto fornito dallo sforzo normale serve armatura maggiore sul lato lungo.

10	B	D	D	E	E	Come il 15 è posto tra due travi emergenti con pilastri di coltello. Mi aspetto un'armatura più grande rispetto a 4 e 16. Tale pilastro è anche molto eccentrico e ciò giustifica l'armatura necessaria.
-----------	----------	----------	----------	----------	----------	--

11. Nodo Trave pilastro

Avendo scelto di progettare in classe di duttilità B, la normativa non richiede di effettuare la verifica dei nodi non confinati. È necessario comunque disporre nel nodo staffe con interasse

$$i \leq \frac{n_{st} A_{st}}{b_j 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \cong 12 \text{ cm}$$

Si dispongono comunque staffe a U con passo di 10 cm.

12. Verifica dell'impalcato

Per l'edificio studiato non sono state eseguite verifiche di rigidezza e resistenza dell'impalcato, non sono presenti restringimenti tali da richiedere particolari verifiche.