

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

Corso di Laurea in Ingegneria Civile Strutturale e Geotecnica

---

CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA – MOD. A

*Prof. Ing Aurelio Gherzi*

---

PROGETTO DI UN EDIFICIO ANTISISMICO IN C.A.  
SECONDO LE INDICAZIONI DELLE NTC 2008

---

*Commenti generali*

*Non c'è un riferimento a una stima rigidezza per tipologia di pilastro,  
che credo non sia stata fatta*

*Docente:*  
Prof. Ing. Aurelio Gherzi

*Allievo:*  
Sebastiano Fichera  
049/000151

# INDICE

<b>INDICE .....</b>	<b>1</b>
<b>RELAZIONE GENERALE E VALIDAZIONE DEL PROGETTO .....</b>	<b>2</b>
➤ <b>UBICAZIONE DELL'EDIFICIO E CARATTERISTICHE DEL SITO .....</b>	<b>2</b>
➤ <b>DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO .....</b>	<b>3</b>
➤ <b>STRUTTURA DELL'EDIFICIO .....</b>	<b>6</b>
➤ <b>ESAME VISIVO DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>7</b>
➤ <b>PREVISIONE NUMERICA DEL COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>9</b>
➤ <b>CARICHI VERTICALI, MASSE DI PIANO, ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI.....</b>	<b>13</b>
➤ <b>PROGRAMMA DI CALCOLO E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>14</b>
➤ <b>TIPO DI ANALISI SVOLTA E SCHEMI DI CARICO BASE CONSIDERATI .....</b>	<b>15</b>
➤ <b>ESAME DEI RISULTATI DEL CALCOLO.....</b>	<b>15</b>
➤ <b>ESAME DELLE ARMATURE .....</b>	<b>22</b>
<i>TRAVI: ARMATURA A FLESSIONE .....</i>	<i>22</i>
<i>TRAVI: ARMATURA A TAGLIO.....</i>	<i>23</i>
<i>PILASTRI: ARMATURA A PRESSOFLESSIONE .....</i>	<i>25</i>
<i>PILASTRI: ARMATURA A TAGLIO.....</i>	<i>27</i>
<i>NODO TRAVE-PILASTRO.....</i>	<i>28</i>
➤ <b>VERIFICA DELL'IMPALCATO.....</b>	<b>29</b>

## RELAZIONE GENERALE E VALIDAZIONE DEL PROGETTO

### ➤ UBICAZIONE DELL'EDIFICIO E CARATTERISTICHE DEL SITO

L'edificio progettato è sito nel comune di Sant'Agata Li Battiati (CT) in via San Michele Arcangelo. Le caratteristiche del suolo su cui l'edificio dovrà sorgere sono tali da poterlo classificare, ai fini sismici, come suolo di tipo C.

L'edificio è destinato a civile 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	0,076	2,550	0,240
50	0,093	2,544	0,254
475	0,214	2,503	0,339
975	0.290	2,443	0,385

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 seguente.

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

Stato limite	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	1,500	0,140	0,419	1,972
SLV	1,379	0,170	0,509	2,456

In figura 1 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 0,738 g per SLV e 0,355 g per SLD.

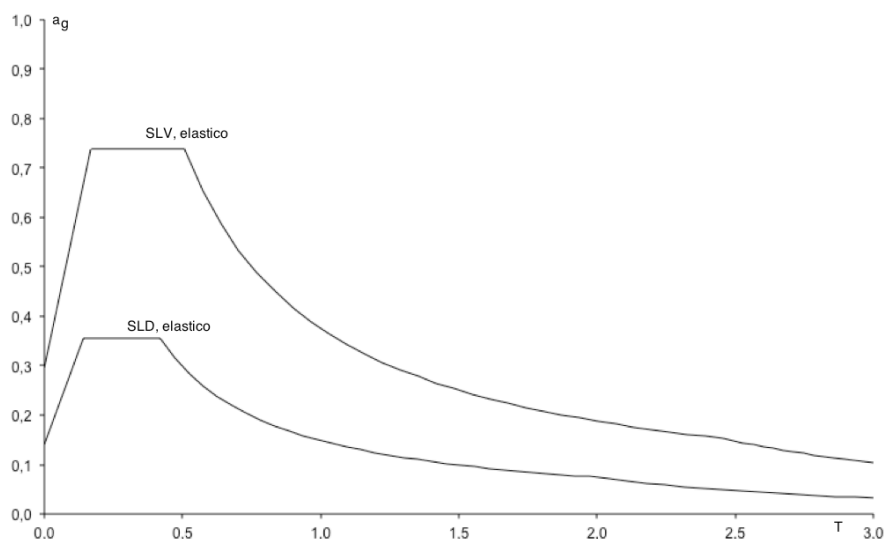


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

### ➤ DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio è costituito da un totale di sei impalcati, di cui uno interrato. La pianta ha una forma pressappoco a Z, con due appartamenti ed un vano scala centrale. La copertura è costituita da una terrazza praticabile, cui si accede tramite un torrino scale. Nelle figure che seguono sono riportate le piante dei diversi piani e la sezione dell'edificio.

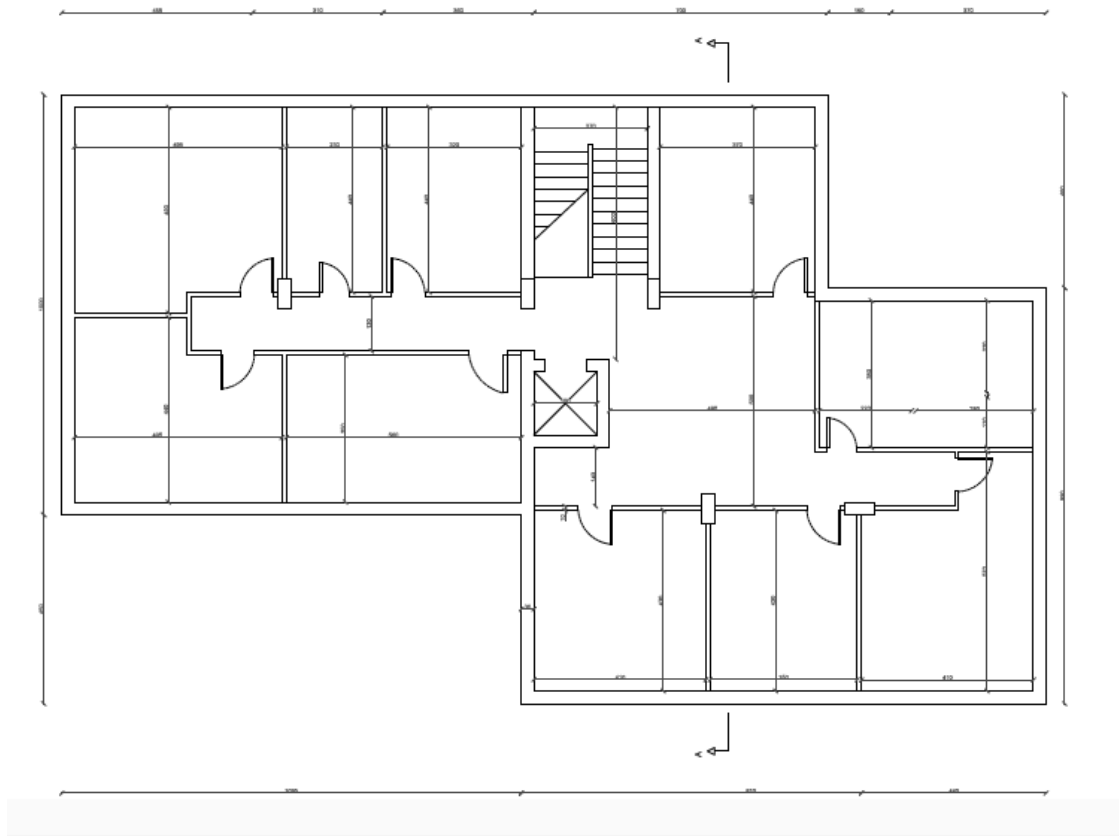


Fig. 2. Pianta piano interrato

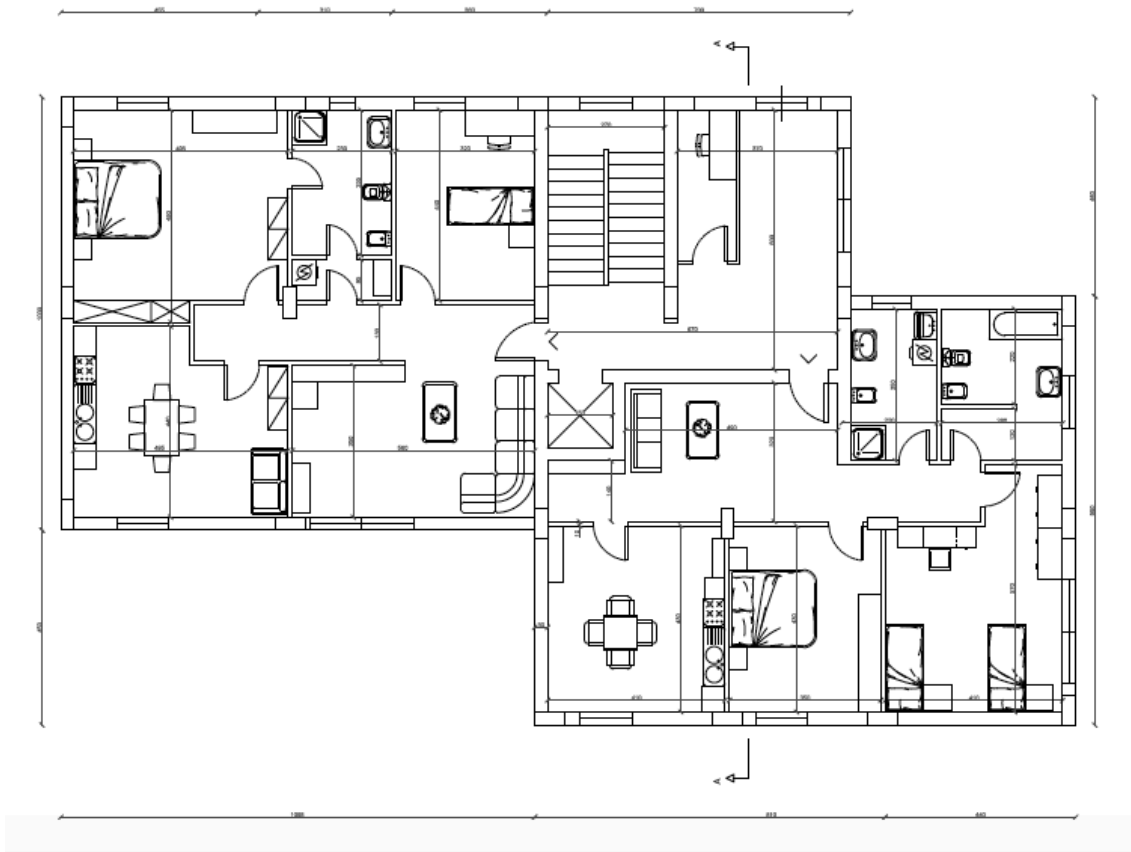


Fig. 3. Pianta piano terra

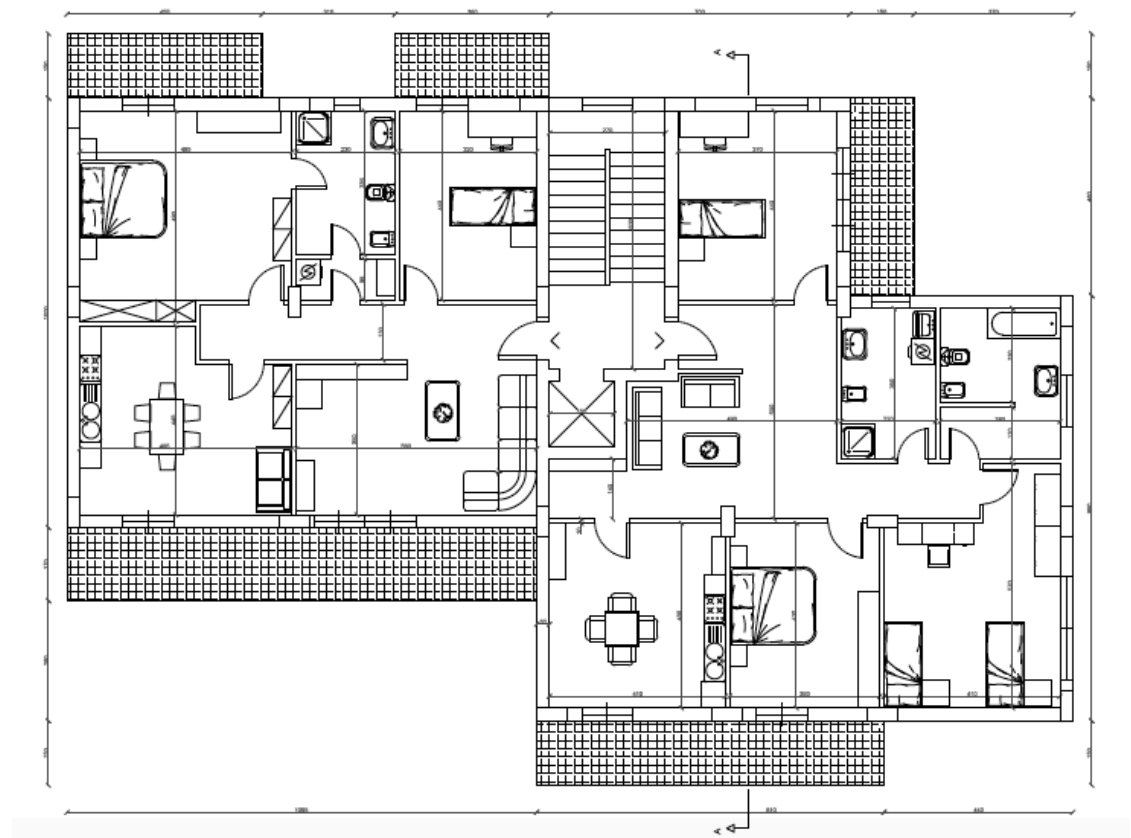


Fig. 4. Pianta piano tipo

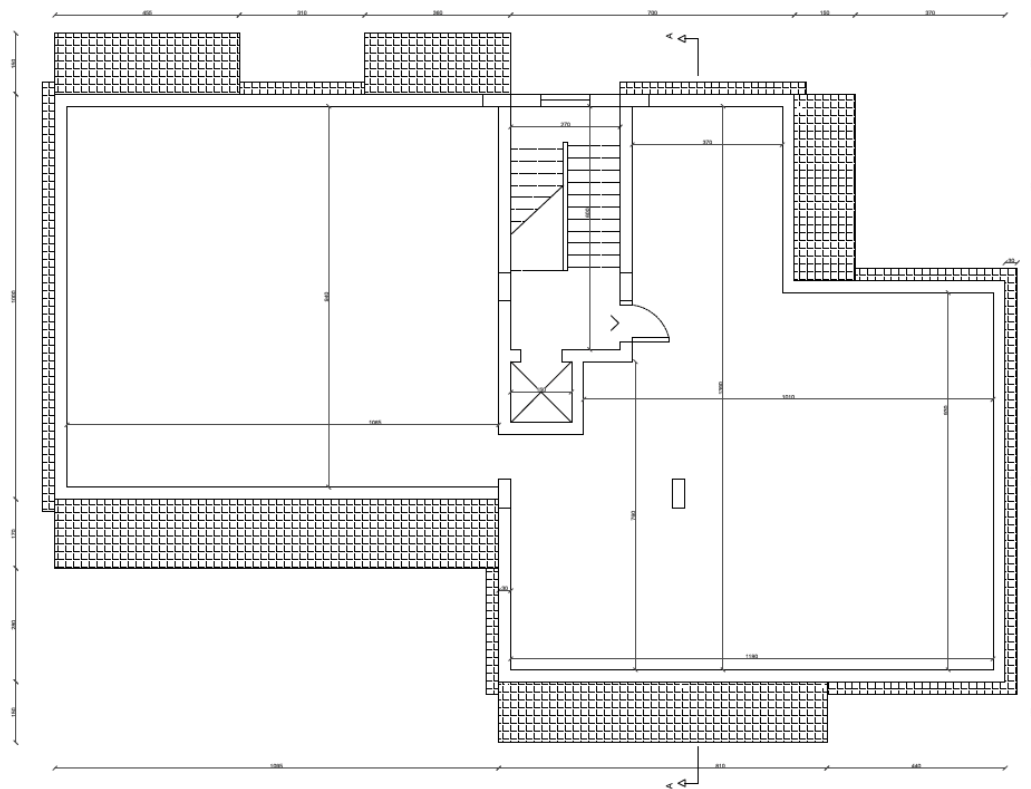


Fig. 5. Pianta copertura

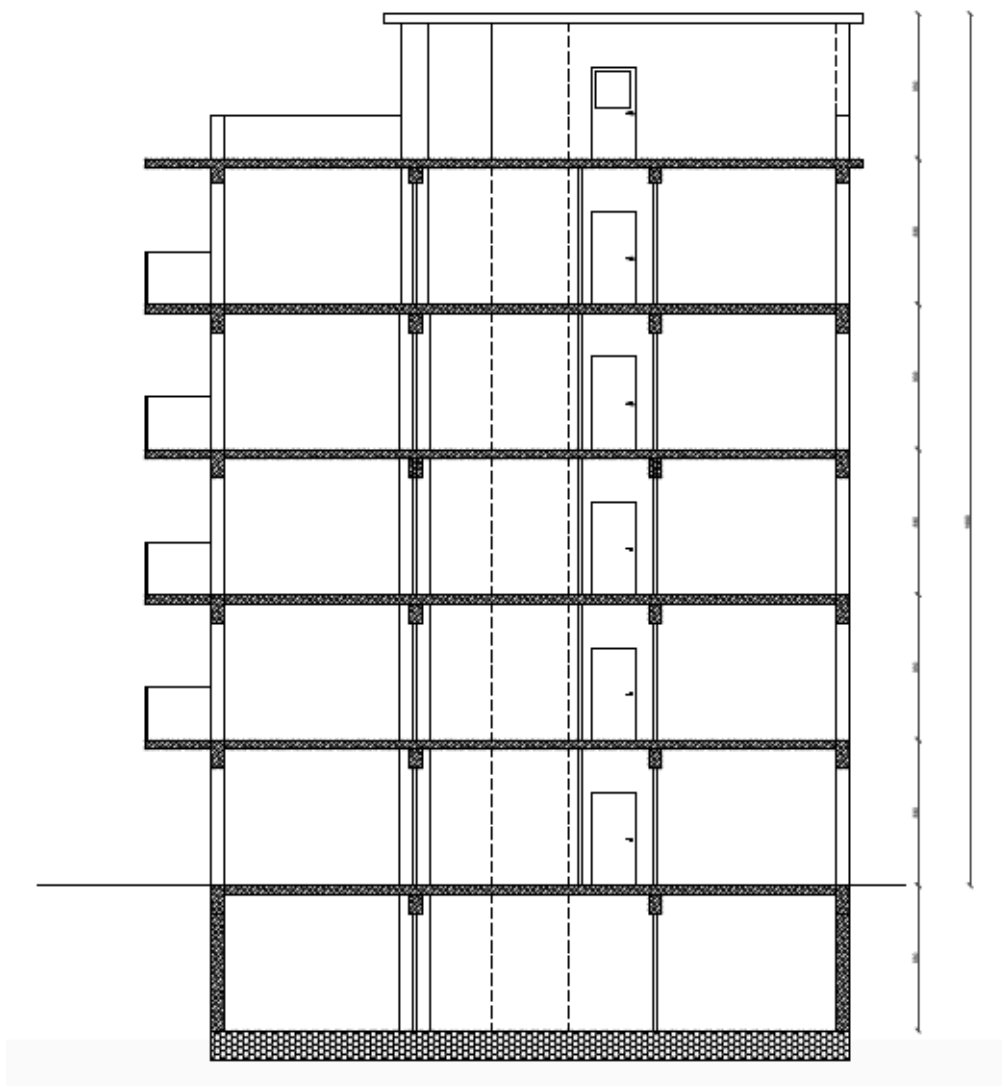


Fig. 6. Sezione

### ➤ STRUTTURA DELL'EDIFICIO

La struttura dell'edificio è realizzata in cemento armato. Gli elementi portanti sono pilastri e travi che costituiscono un telaio spaziale, con solai in cemento armato gettati in opera. I pilastri perimetrali del secondo ordine poggiano su delle pareti in cemento armato, progettate in modo tale da costituire una “scatola rigida” alla base dell'edificio. Il vano ascensore è invece racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato.

In figura 7 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 7, 8, 13, 14, 19 e 20.

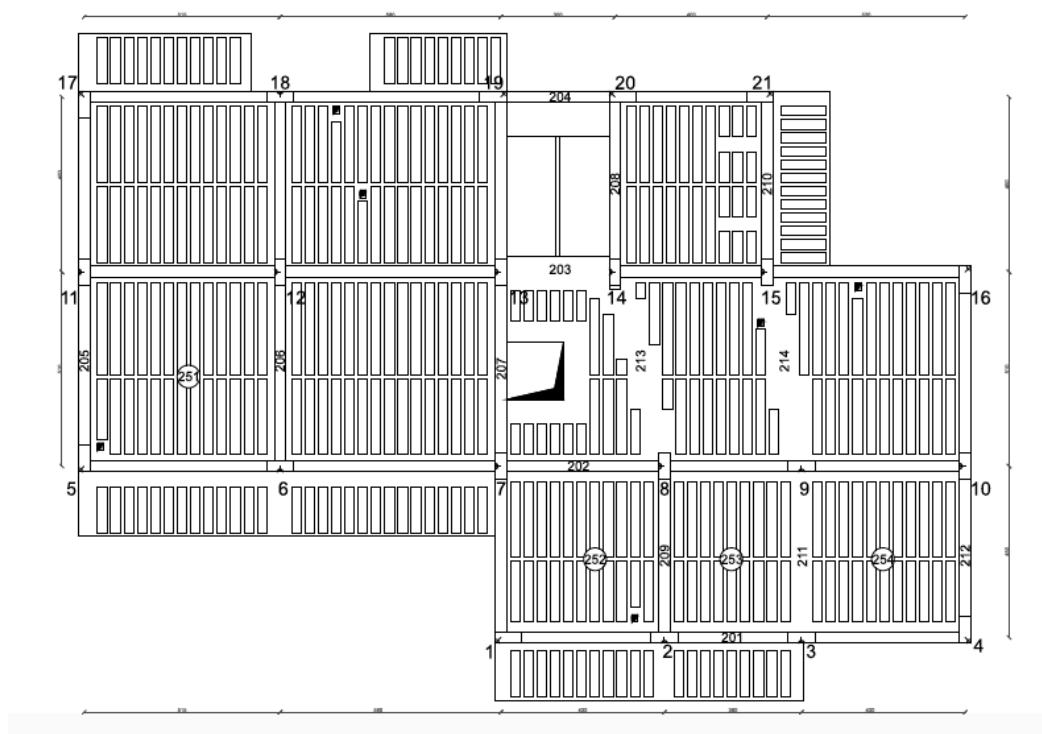


Fig. 7. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati in tabella 3. I pilastri hanno tutti sezione  $30 \times 70$  e mantengono la stessa sezione fino al penultimo piano. Solo i pilastri dell'ultimo piano e del torrino scale hanno sezione  $30 \times 60$ .

Le travi emergenti hanno sezione  $30 \times 65$  ai primi cinque impalcati e  $30 \times 55$  al sesto impalcato e nella copertura del torrino scale. La trave a spessore (portante solaio) in corrispondenza del vano scala che collega i pilastri 13 e 14 ha sezione  $80 \times 21$  a tutti gli impalcati mentre per le altre travi a spessore, non dovendo esse portare solaio, si è rivelata sufficiente una sezione  $50 \times 21$  a tutti gli impalcati.

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi

Impalcato	Pilastri	Travi emergenti	Travi 3-9, 8-14, 9-15 (a spessore)	Trave 13-14 (a spessore)
Torrino	$30 \times 60$	$30 \times 55$		$80 \times 21$
6	$30 \times 60$	$30 \times 55$	$50 \times 21$	$80 \times 21$
5	$30 \times 70$	$30 \times 65$	$50 \times 21$	$80 \times 21$
4	$30 \times 70$	$30 \times 65$	$50 \times 21$	$80 \times 21$
3	$30 \times 70$	$30 \times 65$	$50 \times 21$	$80 \times 21$
2	$30 \times 70$	$30 \times 65$	$50 \times 21$	$80 \times 21$

incolto  
l'uso del  
 $30 \times 65$   
55

La scala è realizzata mediante una soletta rampante “alla Giliberti”: 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

La pianta non presenta apparenti assi di simmetria e richiede quindi particolare attenzione alla distribuzione planimetrica degli elementi strutturali. In figura 8 è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.



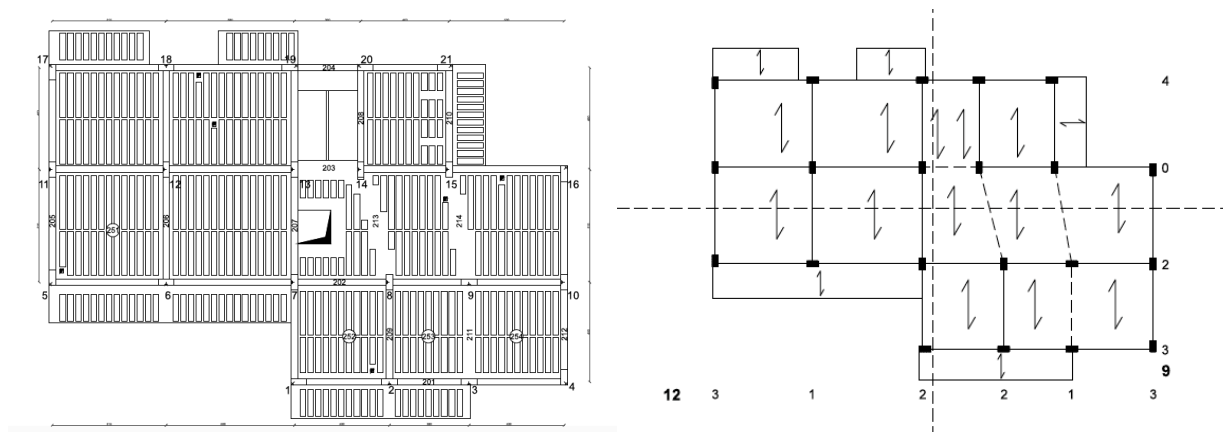


Fig. 8. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

Si nota innanzitutto che tutti i pilastri danno un importante 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 rispetto al sistema.

Dei 21 pilastri, 9 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (indicata con  $x$ ) e 12 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (indicata 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 a un dato impalcato hanno la stessa sezione, la rigidità della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni.

La distribuzione dei pilastri è sicuramente bilanciata rispetto alla direzione  $x$ , poiché 4 pilastri si trovano al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e 5 al di sotto ed il loro baricentro non sembra essere distante dall'asse baricentrico stesso. Allo stesso modo, appare bilanciata anche la distribuzione rispetto alla direzione  $y$ , poiché 6 pilastri si trovano a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 6 a destra; anche il loro baricentro sembra trovarsi in prossimità del baricentro delle masse. Ad ogni modo, 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 abbastanza regolare. Non esistono pilastri in falso, né forti variazioni di sezione dei pilastri tra un piano e l'altro. La sezione dei pilastri si mantiene costante fino al penultimo piano, riducendosi leggermente in corrispondenza dell'ultimo impalcato. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, riducendosi solo al sesto impalcato e al torrino.

L'impalcato si presenta adeguatamente compatto e dotato di una soletta continua di spessore pari a 5 cm. Il foro dell'ascensore ha dimensioni modeste e non crea alcun problema. Più rilevante potrebbe essere l'influenza della zona scala, considerando la soletta rampante come parte mancante all'impalcato. La presenza della trave che sostiene la soletta rampante, che è posta a livello dell'impalcato, fornisce comunque un'adeguata rigidità nei confronti di possibili deformazioni "flessionali" dell'impalcato.

La struttura è stata ipotizzata come vincolata rigidamente (incastata) alla base.

*In che senso, visto che c'è la soletta rigida?*

Le pareti di tamponamento, distribuite abbastanza uniformemente lungo il perimetro dell'edificio e intorno alla zona scala, non sono particolarmente rigide. Poiché la struttura è dotata di pilastri e travi emergenti di buone dimensioni, si ritiene trascurabile l'effetto dell'incremento di periodo dovuto al contributo irrigidente delle tamponature. La distribuzione planimetrica delle tamponature non fa pensare a rilevanti influenze sul comportamento torsionale della struttura. Le tamponature si

*riduzione*

*ma attenzione, perché le tamponature a sinistra non hanno aperture*

ripetono in maniera pressoché 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 2008.

Il calcolo è stato effettuato facendo riferimento ad un'analisi lineare statica. Si è scelto di progettare la struttura in classe di duttilità alta (CD "A"). Si tratta di una struttura intelaiata, con più piani e più campate, sicuramente regolare in altezza e probabilmente anche regolare in pianta (ai fini della valutazione del fattore di struttura, un edificio dev'essere considerato regolare in pianta se presenta un comportamento sostanzialmente bilanciato). È quindi possibile utilizzare un valore del fattore di struttura  $q$  pari a  $4.5 \times 1.3 = 5.85$ . Lo spettro di progetto è riportato nella figura 9.

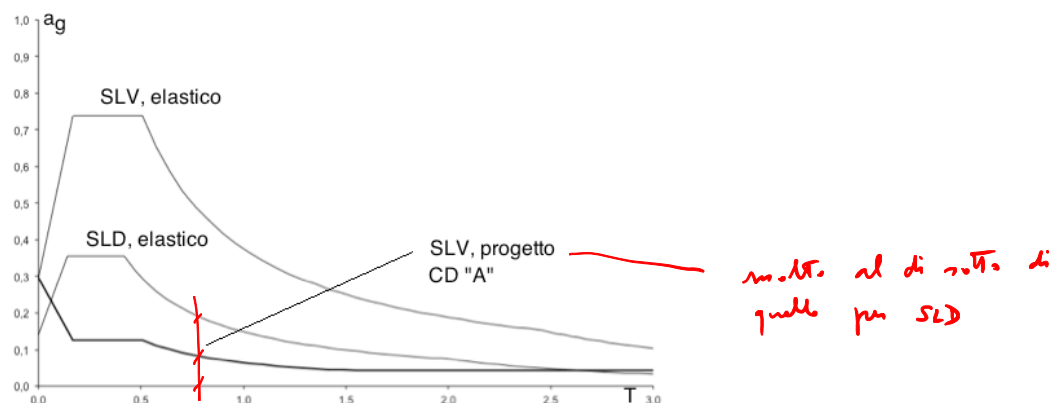


Fig. 9. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e  $q=5.85$

Le masse di piano possono essere stimate moltiplicando la superficie dell'impalcato per un'incidenza di massa (o di peso) a metro quadro stimata approssimativamente. Si è ritenuto corretto utilizzare il valore di  $11 \text{ kN/m}^2$  per tutti gli impalcati, tranne che per copertura e torrino per i quali si è utilizzato il valore  $9 \text{ kN/m}^2$ . I valori ottenuti sono riportati in tabella 4.

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

DATI IMPALCATI					
	Piano Terra	Piano Tipo	Copertura	Torrino	U.M.
<b>Superficie</b>	266,80	316,70	316,70	40,00	[m <sup>2</sup> ]
<b>Carico</b>	11,00	11,00	9,00	9,00	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Peso</b>	2934,80	3483,70	2850,30	360,00	[kN]
<b>Massa</b>	299,16	355,12	290,55	36,70	[t]

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

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,075 \cdot 16,50^{\frac{3}{4}} = 0,614 \text{ s} \quad (1)$$

Tale valore è maggiore di  $T_C$  (che vale 0,509 s per SLV); si è quindi nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a  $T$ . In riferimento allo spettro di risposta elastico, l'ordinata spettrale per SLV è:

$$S_e = 0,738 \cdot \frac{0,509}{0,614} = 0,612 \text{ g} \quad (2)$$

mentre per quello di progetto è:

$$S_d = \frac{0,612}{5,85} = 0,105 \text{ g} \quad (3)$$

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. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

ANALISI SOLLECITAZIONI AGENTI										
Impalcato	Pesi W <sub>i</sub>		Altezze h <sub>i</sub>		W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub>		Forze statiche		Taglio di piano	
							F <sub>i</sub>		V <sub>i</sub>	
Torrino	360,00	[kN]	19,80	[m]	7128,00	[kN m]	64,23	[kN]	64,23	[kN]
6	2850,30	[kN]	16,50	[m]	47029,95	[kN m]	423,79	[kN]	488,03	[kN]
5	3483,70	[kN]	13,20	[m]	45984,84	[kN m]	414,38	[kN]	902,40	[kN]
4	3483,70	[kN]	9,90	[m]	34488,63	[kN m]	310,78	[kN]	1213,18	[kN]
3	3483,70	[kN]	6,60	[m]	22992,42	[kN m]	207,19	[kN]	1420,37	[kN]
2	3483,70	[kN]	3,30	[m]	11496,21	[kN m]	103,59	[kN]	1523,97	[kN]
Al piede					169120,05	[kN m]	1523,97	[kN]		

indicare  $\sum W$

La formula di normativa è in genere abbastanza affidabile per la tipologia di telaio in cemento armato con travi emergenti. È però opportuno effettuare un controllo, perché le scelte progettuali possono portare a strutture significativamente più rigide o più deformabili rispetto a quanto ipotizzato dalla normativa. Si è quindi valutata la rigidezza della struttura intelaiata ai diversi piani e gli spostamenti conseguenti all'azione sismica. La rigidezza è stata stimata con l'espressione (4):

$$rigidezza = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t, \text{sup}} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t, \text{inf}} / L_t} \right)} \quad (4)$$

nella quale la sommatoria è estesa a tutti i pilastri e travi considerati come elementi principali,  $L_p$  è la lunghezza dei pilastri (altezza di interpiano) e  $L_t$  la lunghezza media delle travi. Il dettaglio dei calcoli è riportato nel capitolo 11 della relazione di calcolo. In tabella 6 sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente per la direzione  $x$  e quella  $y$ .

Tab. 6. Riepilogo rigidezze di piano

Piano	Direzione x	Direzione y
6	265,73	241,57
5, 4, 3	402,86	370,80
2	598,30	572,06

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 7 e 8.

Tab. 7. Spostamenti di piano – direzione x

Impalcato	m	U.M.	F	V	U.M.	k	U.M.	d <sub>r</sub>	u	U.M.
6 + torrino	327,25	[t]	488,03	552,26	[kN]	265,73	[kN/mm]	2,08	13,40	[mm]
5	355,12	[t]	414,38	902,40	[kN]	402,86	[kN/mm]	2,24	11,32	[mm]
4	355,12	[t]	310,78	1213,18	[kN]	402,86	[kN/mm]	3,01	9,08	[mm]
3	355,12	[t]	207,19	1420,37	[kN]	402,86	[kN/mm]	3,53	6,07	[mm]
2	355,12	[t]	103,59	1523,97	[kN]	598,30	[kN/mm]	2,55	2,55	[mm]

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione y

Impalcato	m	U.M.	F	V	U.M.	k	U.M.	d <sub>r</sub>	u	U.M.
6 + torrino	327,25	[t]	488,03	552,26	[kN]	241,57	[kN/mm]	2,29	14,49	[mm]
5	355,12	[t]	414,38	902,40	[kN]	370,80	[kN/mm]	2,43	12,20	[mm]
4	355,12	[t]	310,78	1213,18	[kN]	370,80	[kN/mm]	3,27	9,77	[mm]
3	355,12	[t]	207,19	1420,37	[kN]	370,80	[kN/mm]	3,83	6,49	[mm]
2	355,12	[t]	103,59	1523,97	[kN]	572,06	[kN/mm]	2,66	2,66	[mm]

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh (tabelle 9 e 10). Il periodo trovato per la direzione x è coincidente con quello stimato con la formula di normativa (0,614 s). In direzione y invece, il periodo risulta essere leggermente più grande rispetto a quello calcolato con la (1). Essendo la differenza tra i due periodi modesta (meno del 4%), la conseguente variazione nelle sollecitazioni sarà ugualmente modesta.

Poiché il periodo in direzione x coincide con quello calcolato tramite la formula di normativa e quello in direzione y si discosta di poco, il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza (cioè corrispondenti al periodo 0,614 s).

Tab. 9. Periodo proprio in direzione x valutato con la formula di Rayleigh

z	m	U.M.	u	U.M.	F*u	U.M.	m u <sup>2</sup>	U.M.
6 + torrino	327,25	[t]	13,40	[mm]	6540,84	[kN mm]	58,78	[kN mm s <sup>2</sup> ]
5	355,12	[t]	11,32	[mm]	4692,55	[kN mm]	45,54	[kN mm s <sup>2</sup> ]
4	355,12	[t]	9,08	[mm]	2823,26	[kN mm]	29,30	[kN mm s <sup>2</sup> ]
3	355,12	[t]	6,07	[mm]	1258,23	[kN mm]	13,09	[kN mm s <sup>2</sup> ]
2	355,12	[t]	2,55	[mm]	263,87	[kN mm]	2,30	[kN mm s <sup>2</sup> ]
<b>TOT</b>					15578,75	[kN mm]	149,03	[kN mm s <sup>2</sup> ]

<b>Periodo x</b>	<b>T<sub>x</sub></b>	<b>0,614</b>	<b>[s]</b>
------------------	----------------------	--------------	------------

Tab. 10. Periodo proprio in direzione  $y$  valutato con la formula di Rayleigh

$z$	$m$	U.M.	$u$	U.M.	$F \cdot u$	U.M.	$m u^2$	U.M.
6 + torino	327,25	[t]	14,49	[mm]	7069,55	[kN mm]	68,67	[kN mm s <sup>2</sup> ]
5	355,12	[t]	12,20	[mm]	5055,36	[kN mm]	52,85	[kN mm s <sup>2</sup> ]
4	355,12	[t]	9,77	[mm]	3035,19	[kN mm]	33,87	[kN mm s <sup>2</sup> ]
3	355,12	[t]	6,49	[mm]	1345,59	[kN mm]	14,98	[kN mm s <sup>2</sup> ]
2	355,12	[t]	2,66	[mm]	275,97	[kN mm]	2,52	[kN mm s <sup>2</sup> ]
<b>TOT</b>					16781,66	[kN mm]	172,89	[kN mm s <sup>2</sup> ]

<b>Periodo <math>y</math></b>	<b><math>T_y</math></b>	<b>0,637</b>	<b>[s]</b>
-------------------------------	-------------------------	--------------	------------

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  $x$ , 9 pilastri 30×70 (30×60 al 6° impalcato) e 16 travi 30×65 (30×55 al 6° impalcato);
- in direzione  $y$ , 12 pilastri 30×70 (30×60 al 6° impalcato) e 12 travi 30×65 (30×55 al 6° impalcato).

Per quanto riguarda il secondo impalcato, poiché i pilastri perimetrali poggiano direttamente sulle pareti in c.a. alla base della struttura, si è assunto che ciascuno dei pilastri interni di tale ordine abbia una rigidezza pari alla metà di quella dei pilastri perimetrali. Quindi, relativamente al secondo ordine, è come se vi fossero 8,5 pilastri 30×70 in direzione  $x$  e 10 pilastri 30×70 in direzione  $y$ .

La ripartizione è stata fatta con riferimento alla direzione  $x$ . Ciascun pilastro assorbe quindi 1/9 del taglio di piano (1/8,5 al secondo ordine). 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. 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 in tabella 11.

Tab. 11. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

Impalcato	Forze statiche [kN]	Taglio di piano [kN]	Taglio pilastro [kN]	Braccio [m]	Momento pilastro [kN m]	Momento trave [kN m]
Torino	64,23	64,23	32,12	1,32	42,39	21,20
6	423,79	488,03	54,23	1,65	89,47	65,93
5	414,38	902,40	100,27	1,65	165,44	127,46
4	310,78	1213,18	134,80	1,65	222,42	193,93
3	207,19	1420,37	157,82	1,65	260,40	241,41
2 <del>trav.</del>	103,59	1523,97	179,29	1,32	236,66	248,53
<del>2</del> piede	<del>1523,97</del>			1,98	354,99	

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 tener conto della gerarchia delle resistenze. L'incremento indicato dalla normativa per CD "A" è del 30%, 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.

Per sisma in direzione  $y$  ci si deve aspettare valori leggermente inferiori, essendo l'azione ripartita tra 12 pilastri equivalenti. I valori dovrebbero essere quindi i  $9/12$  (cioè circa il 75%) di quelli sopra indicati. La differenza di periodo, evidenziata dalla formula di Rayleigh, porterebbe ad un ulteriore incremento di circa il 4% e quindi a valori pari a circa l'80% di quelli in direzione  $x$ .

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a circa 60 kN/m in assenza di sisma e 36 kN/m in presenza di sisma. Valori dettagliati sono riportati nel capitolo 9 della relazione di calcolo. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 309 kNm e 185 kNm, con riferimento ad una campata lunga 5,80 m. Per la trave a spessore più caricata, lunga 3,00 m, si ha invece un carico massimo di 70 kN/m in assenza di sisma e 42 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 210 kNm e 126 kNm.

Una verifica di massima della trave emergente 30x65 più sollecitata può essere fatta sommando l'effetto del sisma ( $1,2 \times 248,53 = 298,24$  kNm) a quello dei carichi verticali (45 kNm), ottenendo circa 343 kNm, valore accettabile per tale sezione.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 250 kN a 1350 kN per i carichi in condizioni sismiche. Valori dettagliati sono riportati nel capitolo 9 della relazione di calcolo. Tramite l'equilibrio al nodo è stato inoltre stimato l'incremento di sforzo normale agente sul pilastro dovuto all'azione tagliante sulle travi; tale incremento varia da 14 kN all'ultimo ordine fino a 316 kN al secondo ordine. Considerando per il pilastro 30x70 un momento massimo pari a circa 426 kNm (tenendo conto degli incrementi dovuti a eccentricità accidentale e gerarchia delle resistenze), la figura 10 mostra che sono necessari 5Ø20 sul lato corto, valore accettabile.

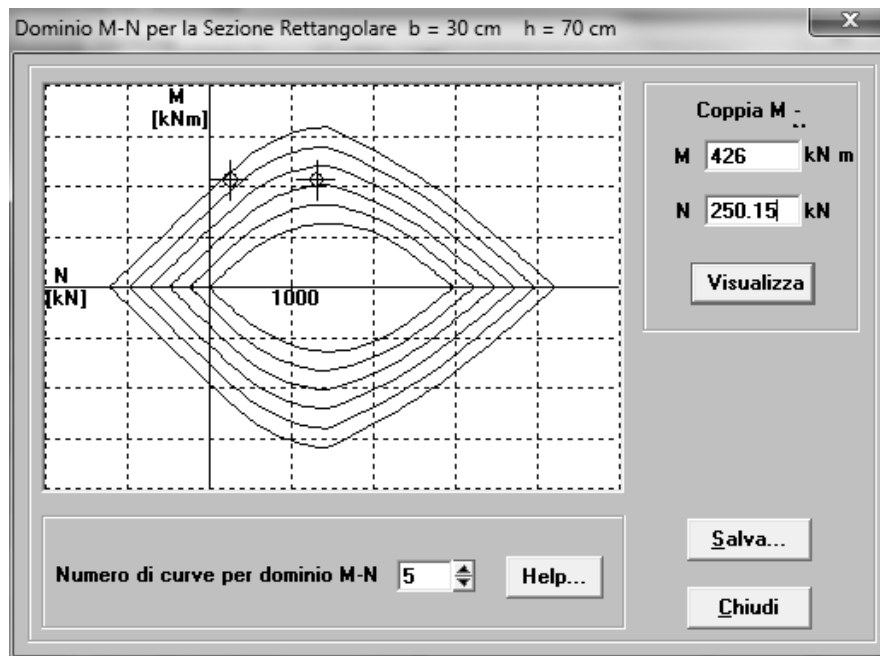


Fig. 10. Domini di resistenza dei pilastri

### ➤ CARICHI VERTICALI, MASSE DI PIANO, ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Nel capitolo 9 della relazione di calcolo sono riportati in dettaglio i carichi verticali agenti sulle travi nelle due condizioni di carico da esaminare, ovvero in assenza di sisma (valori  $g_d + q_d$ , che per brevità saranno in seguito indicati come “carichi massimi”) ed in presenza di sisma (valori  $g_k + \psi_2 q_k$ ,

che per brevità saranno in seguito indicati come “carichi minimi”). I valori massimi corrispondono bene con la stima preliminare effettuata e sono quindi da ritenere accettabili.

Nei capitoli 13 e 15 della relazione di calcolo sono riportati in dettaglio le elaborazioni che hanno consentito di determinare i pesi delle masse di piano, le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio d'inerzia delle masse. I valori ottenuti sono riepilogati in tabella 12.

Tab. 12. 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]
Torrino	40,00	35,23	345,57	8,64	13,00	9,09	3,10
6	316,70	292,45	2868,94	9,06	11,68	7,55	7,79
5	316,70	354,72	3479,83	10,99	11,68	7,55	7,79
4	316,70	354,72	3479,83	10,99	11,68	7,55	7,79
3	316,70	354,72	3479,83	10,99	11,68	7,55	7,79
2	266,80	317,70	3116,68	11,68	12,06	7,72	7,50

Il rapporto tra peso ed area dell'impalcato non si discosta di molto dalla stima iniziale ed è quindi da ritenersi pienamente accettabile. Le coordinate del baricentro delle masse, riportate graficamente nella pianta, risultano a occhio accettabili. Il raggio d'inerzia per una distribuzione di base uniforme in un rettangolo di lati  $b$  e  $h$  sarebbe pari a

$$\rho_m = \sqrt{\frac{b^2 + h^2}{12}}$$

Questa espressione al piano tipo, essendo  $b=23,47$  m e  $h=17,50$  m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe  $\rho_m = 8,45$  m. Questo valore è più alto di quello sopra indicato, ma la differenza si giustifica per il fatto che la pianta non ha forma rettangolare. Anche i valori di  $\rho_m$  sono quindi da ritenersi accettabili. *(forse, mi aspettavo un po' di più)*

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 23,47 m in direzione  $x$  e 17.50 m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali sono 0.88 m e 1.17 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 software freeware Tel2008 ed è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. Si è scelto di modellare come incastro il vincolo costituito da fondazione e terreno poiché non sono state fatte analisi accurate sul sistema fondale dell'edificio. La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato stesso, che non presenta particolari debolezze.

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 sia perché gli elementi non perfettamente allineati danno un contributo secondario all'assorbimento dell'azione sismica (sono pilastri di piatto e travi a spessore).

Le pareti in c.a. presenti al primo impalcato, che costituiscono la “scatola rigida” su cui l'edificio poggia, sono state modellate come travi e pilastri dotati di una rigidezza molto elevata (circa 7 volte maggiore rispetto ai pilastri 30x70 e alle travi 30x65); in questo modo è stato possibile utilizzare lo schema a telaio anche per la modellazione del primo impalcato.

*il 7 si riferisce a  $I$  oppure  $h$ ?*



Si sottolinea infine che 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  $q=5.85$ , già riportato in precedenza.

Sono stati risolti sei schemi base.

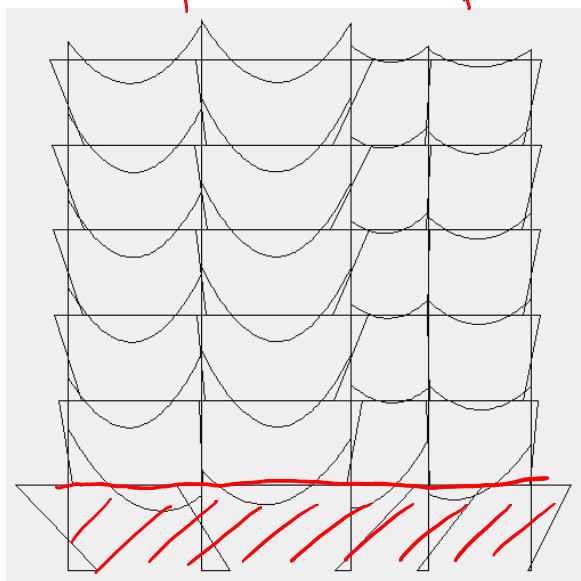
1. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione non sismica ( $g_d+q_d$ ), applicati a tutte le campate.
2. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione sismica ( $g_k+\psi_2 q_k$ ), applicati a tutte le campate.
3. Analisi modale per sisma agente in direzione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

Si noti che le coppie da applicare per lo schema 5 e 6 sono state determinate moltiplicando l'eccentricità accidentale per le forze valutate per analisi statica. Il dettaglio della determinazione delle coppie di piano è riportato nel capitolo 10 della relazione di calcolo.

#### ➤ ESAME DEI RISULTATI DEL CALCOLO

I primi due schemi base di carico, carichi verticali massimi (in assenza di sisma) e minimi (in presenza di sisma) mostrano risultati coerenti con le previsioni. Ad esempio, nel telaio 4 (pilastri 17-21) per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato in figura 11. I valori del momento flettente agli estremi delle travi sono pari a 110-120 kNm, con un valore massimo di 125.99 kNm, in linea con le previsioni. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a ~~60-70 kNm~~, con un massimo di 76,77 kNm.

*ma non ai numeri sopra indicati come previsioni (300?)*



*questa è parata,  
era meglio cancellarla*

Fig. 11. Diagramma del momento flettente – telaio 4 (17-22), carichi verticali massimi



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

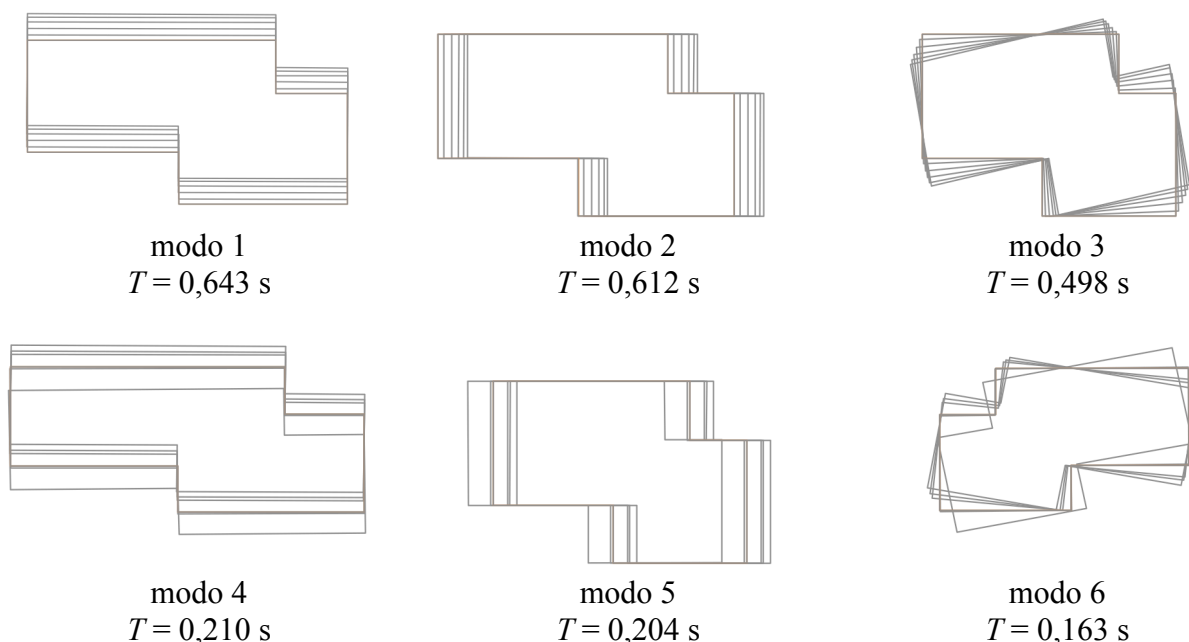


Fig. 12. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione  $y$ , con assenza rotazioni. Il suo periodo (0,643 s) è molto vicino a quello previsto (0,637 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.101 g. Il secondo modo mostra traslazioni in direzione  $x$ , con assenza rotazioni. Il suo periodo (0,612 s) è quasi identico a quello previsto (0,614 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.105 g, ovvero la stessa determinata nelle previsioni. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione. Il suo periodo (0,498 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 18 modi analizzati sono riportate in tabella 13. 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 di circa il 70% ed un successivo modo (il quinto per la direzione  $x$ , il quarto per la  $y$ ) che contribuisce con un ulteriore 8-9%. Anche questi valori, analoghi a quelli prevedibili per uno schema piano molto regolare, confermano il sostanziale disaccoppiamento delle deformate modali e quindi la buona qualità della progettazione.

La necessità di analizzare un numero così grande di modi è stata dettata dal fatto che, come da prescrizioni di normativa, bisogna analizzare un numero di modi tale da raggiungere complessivamente almeno l'85% della massa partecipante.

Sempre in tabella 13 è possibile notare che i modi 16 e 17 possiedono una massa partecipante pari a circa il 14% rispettivamente in direzione  $y$  e in direzione  $x$ ; questo è dovuto sostanzialmente alla presenza di elementi molto rigidi (pareti in c.a.) al primo impalcato della struttura.

*praticamente è la massa del primo impalcato*

Tab. 13. Masse partecipanti per sisma in direzione  $x$  e  $y$

Modo	T	$M_x$	$M_y$
1	0,643	0,00%	70,46%
2	0,612	71,35%	0,00%
3	0,498	0,01%	0,02%
4	0,210	0,00%	9,12%
5	0,204	8,68%	0,00%
6	0,163	0,00%	0,02%
7	0,120	3,29%	0,00%
8	0,119	0,00%	3,51%
9	0,092	0,00%	0,02%
10	0,083	1,62%	0,00%
11	0,079	0,00%	1,74%
12	0,064	0,50%	0,00%
13	0,061	0,00%	0,01%
14	0,059	0,00%	0,54%
15	0,046	0,00%	0,01%
16	0,004	0,00%	14,54%
17	0,004	14,57%	0,00%
18	0,003	0,00%	0,02%

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione  $x$  è riportato in figura 13. Si ha una conferma del comportamento prettamente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (13,40 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

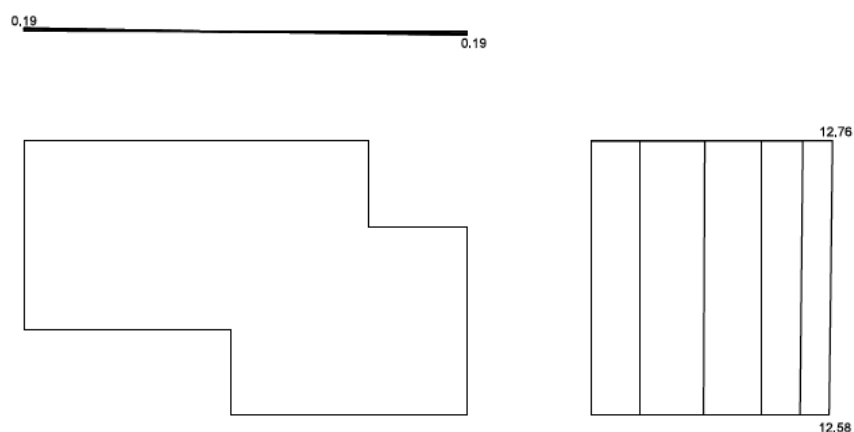


Fig. 13. Involuppo delle deformate modali, sisma  $x$

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

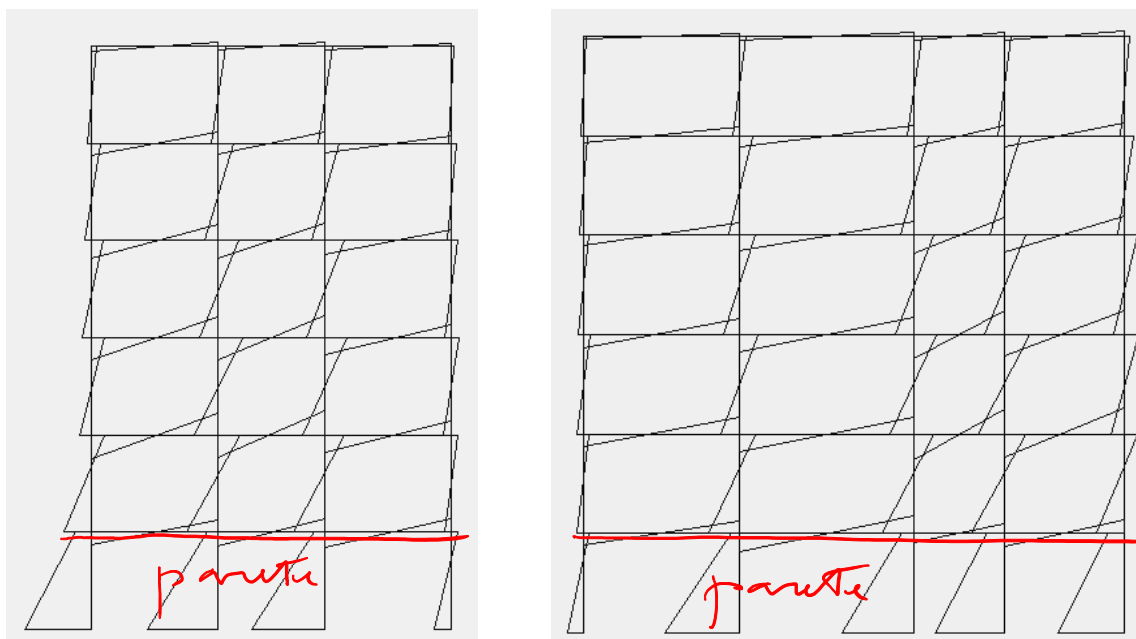


Fig. 14. Diagramma del momento flettente nei telai 1 e 4, analisi modale, sisma  $x$

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai di estremità (1 e 4) per effetto del sisma in direzione  $x$ . Lo scarto rispetto alla previsione è modesto e l'analisi numerica svolta conferma quindi le previsioni fatte.

Tab. 13. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma  $x$

Impalcato	Pilastri			Travi		
	Previsto	Telaio 1	Telaio 4	Previsto	Telaio 1	Telaio 4
6	89,47	78,18	75,43	65,93	45,27	47,73
5	165,44	155,36	156,92	127,46	117,64	124,08
4	222,42	202,55	209,81	193,93	174,59	184,37
3	260,40	233,08	245,76	241,41	219,22	233,32
2 testa	236,66	203,80	213,76	248,53	236,10	247,6
2 piede	354,99	308,43	313,52			

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione  $y$  è riportato in figura 15. Anche in questo caso il comportamento è prettamente traslazionale ed è quindi un'ulteriore conferma della regolarità in pianta della struttura.

Il valore medio degli spostamenti in testa risulta ancora una volta molto prossimo a quello stimato (14,49 mm). Anche per la direzione  $y$  l'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

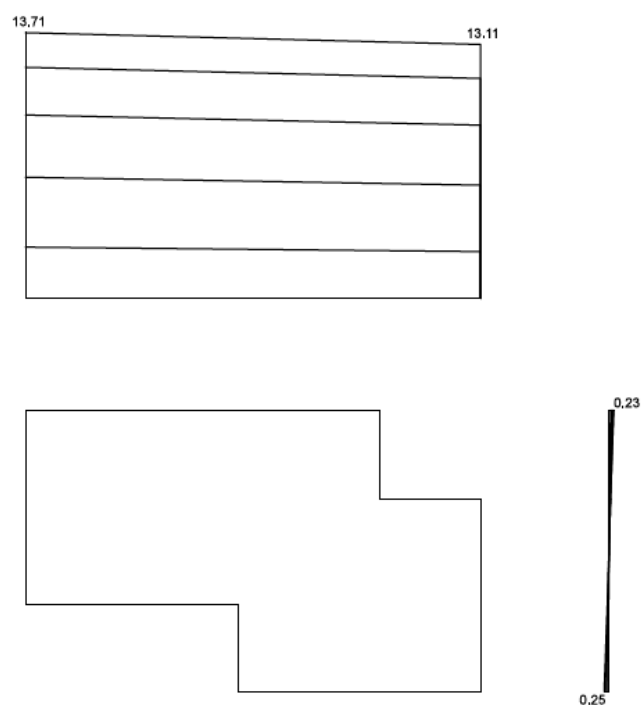


Fig. 15. Involuppo delle deformate modali, sisma  $y$

In figura 16 sono riportati i momenti flettenti nel telaio 5 e nel telaio 12 per effetto del sisma in direzione  $y$ . L'immagine conferma che in ciascun telaio i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $y$ .

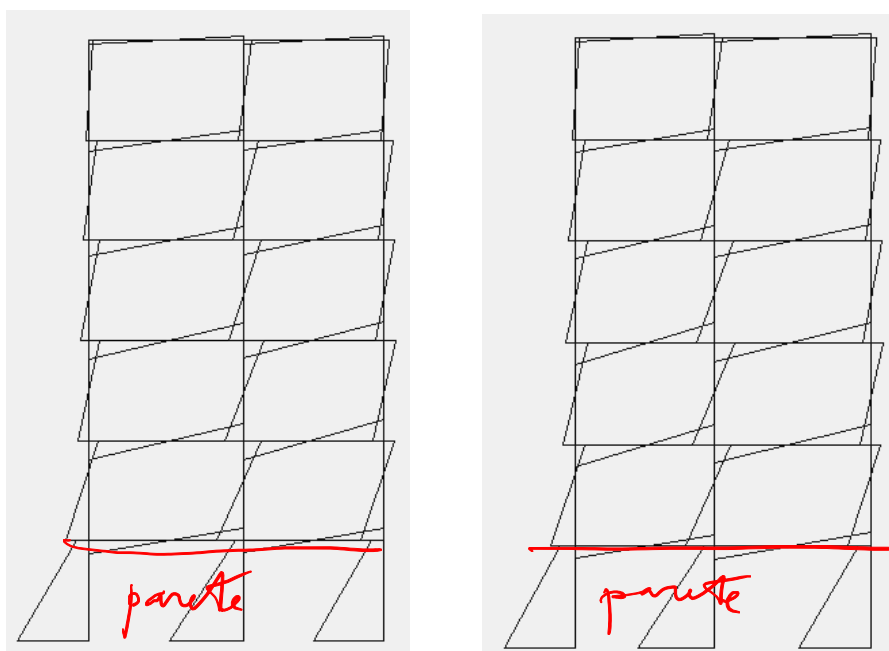


Fig. 16. Diagramma del momento flettente nei telai 5 e 12, analisi modale, sisma  $y$

In tabella 14 sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (5 e 12) per effetto del sisma in direzione  $y$ . Si può notare che, anche in questo caso, le previsioni risultano abbastanza in linea coi risultati ottenuti dal calcolo.

Si può quindi ritenere che il comportamento della struttura risulti anche in questo caso coerente con le previsioni.

questi sono i valori previsti per x;  
 si era detto di ridurli (80% o meno)

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

Impalcato	Pilastrati			Travi		
	Previsto	Telaio 5	Telaio 12	Previsto	Telaio 5	Telaio 12
6	89,47	86,65	84,83	65,93	50,06	49,18
5	165,44	160,84	157,58	127,46	125,95	122,07
4	222,42	203,98	196,97	193,93	183,80	180,21
3	260,40	228,16	218,12	241,41	228,09	221,55
2 testa	236,66	190,73	172,45	248,53	239,17	226,37
2 piede	354,99	310,34	284,02			

In figura 17 e 18 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 sesto 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 abbastanza contenuto, intorno al 10%, mentre quello degli spostamenti in direzione  $y$  è un po' più alto, intorno al 15%.

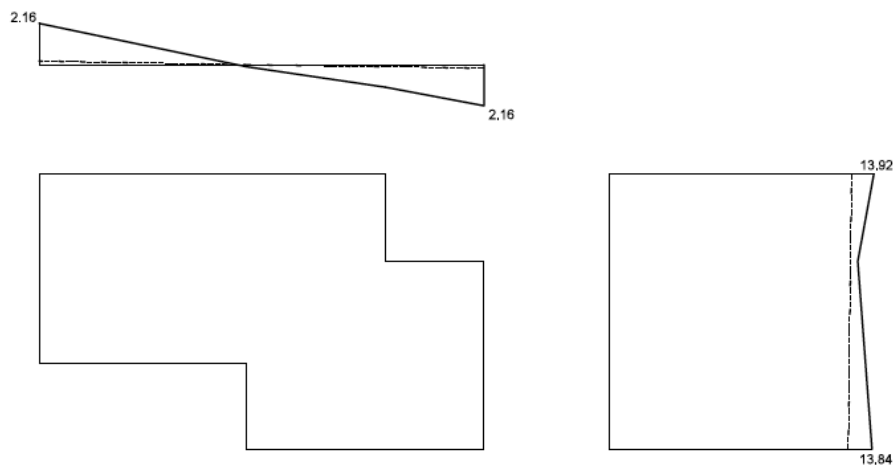


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma  $x$ , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

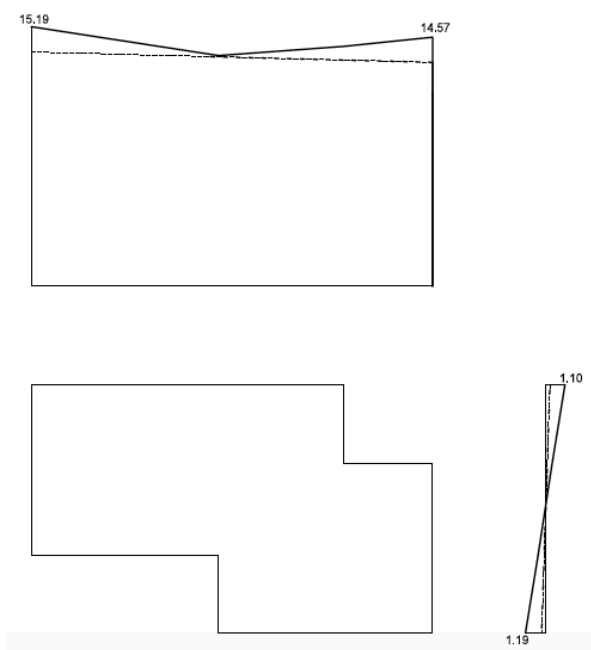


Fig. 18. Effetto complessivo del sisma  $y$ , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

Nelle figure 19 e 20 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%. In definitiva, rispetto agli spostamenti forniti dall'analisi modale l'incremento dei massimi spostamenti è inferiore al 16% in direzione  $x$  ed al 21% in direzione  $y$ , valori coerenti con le stime iniziali. Ciò conferma il comportamento sostanzialmente buono della struttura. Si nota però anche che ai massimi spostamenti in ciascuna direzione si accoppiano spostamenti nella direzione ortogonale pari a poco meno del 50% dei massimi, il che implica una non trascurabile pressoflessione deviata nei pilastri.

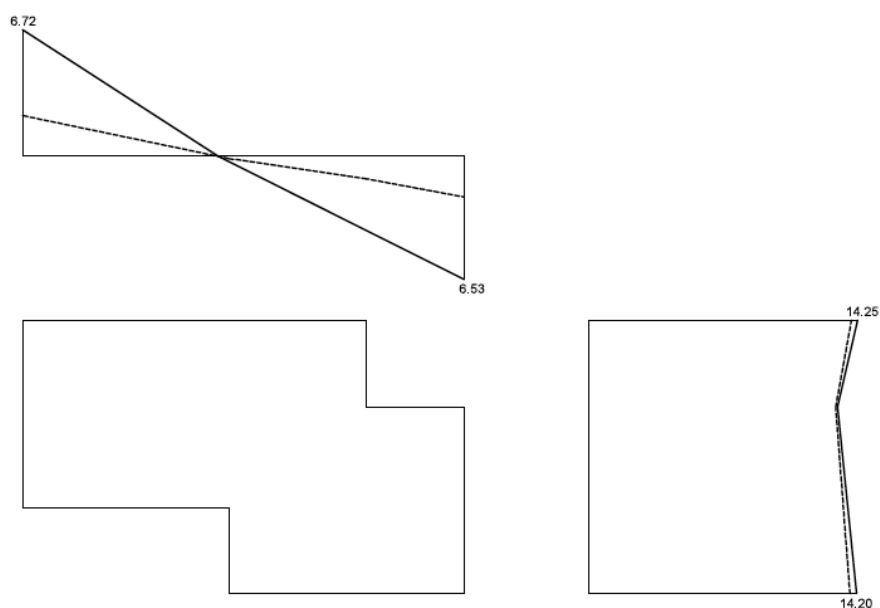


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente  $x$ , ovvero sisma  $x + 0.3$  sisma  $y$

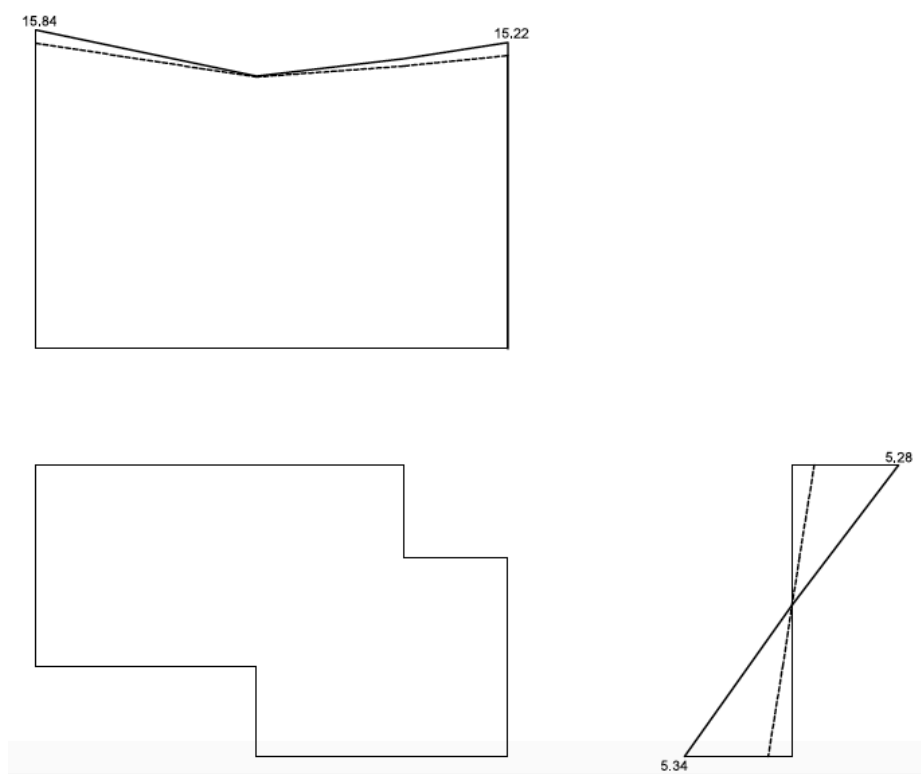


Fig. 20. Effetto del sisma prevalente y, ovvero sisma y + 0.3 sisma x

## ➤ ESAME DELLE ARMATURE

### TRAVI: ARMATURA A FLESSIONE

Tramite l'analisi eseguita con il software Tel2008 sono state ottenute le caratteristiche della sollecitazione utilizzate per la progettazione dell'armatura a flessione delle travi. I calcoli sono stati eseguiti riferendosi ai valori a filo pilastro.

Sulla base di questi dati, per le campate emergenti, a tutti gli impalcati, si è scelto di disporre un'armatura filante di 3 $\phi$ 16 sia superiormente che inferiormente. A tale armatura, quando necessario, si aggiungono dei monconi (1 $\phi$ 16 o 1 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20 a seconda dell'appoggio). Sono inoltre presenti una coppia di  $\phi$ 16 di parete in tutte le travi emergenti.

Per le travi a spessore, invece, è stata disposta un'armatura filante costituita da 4 $\phi$ 16, sia superiormente che inferiormente.

Nella tabella 15 sono riportati i valori di momento agente, area di armatura necessaria, armatura disposta e momento resistente di tale armatura relativi alla trave 204 appartenente al telaio 4, per il secondo gli impalcato.

Tab. 15. Telaio 4 - impalcato 2, momenti massimi a filo pilastro e armature

	17	18	18	19	19	20	20	21
$M_{\max}^-$ [kN m]	-150,48	-197,04	-220,67	-202,45	-213,69	-199,24	-195,45	-224,35
$M_{\max}^+$ [kN m]	73,98	53,87	60,08	64,02	182,57	179,49	167,49	199,26
$A_s^{\text{sup}}$ [cm <sup>2</sup> ]	7,00	9,17	10,27	9,42	9,95	9,27	9,10	10,44
$A_s^{\text{inf}}$ [cm <sup>2</sup> ]	3,44	2,51	2,80	2,98	8,50	8,36	7,80	9,28
barre superiori	4 $\phi$ 16	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20
barre inferiori	3 $\phi$ 16	3 $\phi$ 16	3 $\phi$ 16	3 $\phi$ 16	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 16	4 $\phi$ 16+1 $\phi$ 20
$M_{\text{Rd}}^-$ [kN m]	-183,94	-256,55	-256,55	-256,55	-256,66	-256,66	-256,06	-256,66
$M_{\text{Rd}}^+$ [kN m]	135,74	133,25	133,25	133,25	252,66	252,66	179,52	252,66

Il momento resistente è stato calcolato in maniera “rigorosa”, determinando la posizione dell’asse neutro con la condizione di equilibrio alla traslazione ed il conseguente momento flettente.<sup>1</sup>

Le armature disposte sono tali da soddisfare le limitazioni imposte dalla normativa al paragrafo 7.4.6.2.1.

Agli ordini superiori le armature nelle varie campate sono leggermente inferiori a causa delle sollecitazioni più basse.

Per le altre travi presenti nell’edificio sono stati eseguiti dei calcoli analoghi. È possibile trovare valori dettagliati al capitolo 19 della relazione di calcolo.

Si può affermare che le armature disposte nelle varie travi, e ai vari impalcati, hanno tutte una certa uniformità e non sono presenti travi armate in maniera particolarmente forte o debole.

#### *TRAVI: ARMATURA A TAGLIO*

Note le armature disposte, e quindi i relativi momenti resistenti, il calcolo del taglio agente su una determinata trave è stato eseguito mediante la relazione:

$$V_{Ed} = \frac{ql}{2} + \frac{\gamma_{Rd}(M_{Rd}^- + M_{Rd}^+)}{l} \quad (5)$$

Dove il coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  è pari a 1,2 per CD “A”.

Il passo minimo delle staffe in zona critica è stato determinato seguendo le prescrizioni di normativa. Per classe di duttilità A è dato dalle minori delle seguenti quantità:

- un quarto dell’altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm;
- 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Una volta determinato il passo  $s$  si è calcolata l’area di armatura da disporre tramite la:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9 d f_{yd} \cot\theta} \quad (6)$$

Dove  $\cot\theta = 1$ , in zona critica, per classe di duttilità A mentre è stata posta uguale a 2 al di fuori della zona critica.

Per quanto riguarda la trave 204, su tutte le campate sono state disposte, a tutti gli ordini, delle staffe  $\phi 8$  a due bracci con passo in zona critica di 9,8 cm (eccetto la campata 19-20 che al secondo e terzo ordine ha un passo staffe pari a 7 cm) e con passo non superiore ai 25 cm al di fuori della zona critica.

Per le altre travi sono stati eseguiti dei calcoli analoghi per la determinazione dell’armatura a taglio. È possibile trovare risultati dettagliati al capitolo 19 della relazione di calcolo.

Anche in questo caso si nota una certa uniformità nella disposizione dell’armatura trasversale nelle varie travi.

In figura 21 si riporta la distinta delle armature della trave analizzata (201) relativamente al secondo impalcato. Le variazioni di armatura agli ordini superiori sono annotate sulla figura stessa.

Per un’analisi più dettagliata della travata si rimanda alla tavola 3, nella quale sono riportati anche i diagrammi del momento flettente e del taglio sia per carichi verticali che per effetto del sisma.

---

<sup>1</sup> Si veda il capitolo sulla flessione semplice nel testo: A. Gherzi, Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili agli stati limite: un approccio unitario, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2005.





Le armature sono riferite al secondo impalcato. Ai piani superiori sono così modificate:

Impalcato	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)
6	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5	1φ16	1φ16	1φ16	1φ16	1φ16	---	---	---	---
4	1φ16	1φ16+1φ20	1φ16+1φ20	1φ16	1φ16+1φ20	1φ16	---	---	1φ16
3	1φ16	1φ16+1φ20	1φ16+1φ20	1φ16+1φ20	1φ16+1φ20	1φ16+1φ20	1φ16	---	1φ16+1φ20

#### *PILASTRI: ARMATURA A PRESSOFLESSIONE*

Al fine di determinare l'armatura da disporre nei pilastri, si è proceduto utilizzando un approccio “per tipologia” studiando un pilastro interno, uno d'angolo e uno perimetrale, scegliendo di volta in volta il più sollecitato di ognuna di queste tipologie.

Sono stati studiati il pilastro 7 (interno), il pilastro 20 (perimetrale) e il pilastro 4 (d'angolo).

Per quanto riguarda l'armatura da disporre sul lato corto di ogni pilastro, il calcolo è stato effettuato in modo tale da soddisfare il criterio della gerarchia delle resistenze, come prescritto dalla normativa per gli elementi principali che dovranno “assorbire” il sisma. Il momento resistente del pilastro è stato quindi calcolato a partire dal momento resistente delle travi che si innestano sul lato corto del pilastro stesso in modo tale che per ogni nodo trave-pilastro sia rispettata la:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd} \quad (7)$$

Dove  $\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovraresistenza, pari a 1,3 per CD “A”.

Relativamente al lato lungo dei pilastri studiati, il calcolo eseguito secondo il criterio della gerarchia delle resistenze avrebbe portato a quantità di armatura ritenute eccessive (oltre che difficoltose da disporre una volta in cantiere). Per la struttura in esame, i pilastri di piatto sono sottoposti a sollecitazioni piuttosto basse e possono essere considerati elementi secondari rispetto al sisma, essendo l'azione sismica assorbita prevalentemente dagli elementi di coltello. Si è scelto quindi di non rispettare pienamente il criterio della gerarchia delle resistenze per gli elementi secondari (sempre nel pieno rispetto delle disposizioni di normativa) e disporre sul lato lungo dei pilastri studiati un'armatura determinata a partire dalle sollecitazioni di calcolo.

Si riportano in tabella 16 le sollecitazioni agenti sul pilastro perimetrale studiato, sulla base delle quali sono state determinate le armature da disporre.

Tab. 16. Pilastro 20, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

Impalcato	direzione x				direzione y			
	$M_y$ [kN m]	$M_x$ [kN m]	$N$ [kN]		$M_y$ [kN m]	$M_x$ [kN m]	$N$ [kN]	
6	145,87	25,18	109,93	124,79	43,76	30,70	101,60	133,11
5	269,72	46,56	235,23	284,68	80,92	40,45	205,69	314,21
4	238,32	41,14	338,11	466,01	71,49	52,70	286,37	517,74
3	304,70	38,69	418,90	665,47	91,41	59,73	345,39	738,98
2 testa	341,63	37,13	491,16	865,85	102,49	44,36	400,55	956,46
2 piede	271,33	18,10			102,97	51,54		

La medesima procedura è stata effettuata per le altre tipologie studiate. Si riportano di seguito la tabella riepilogativa dei pilastri e le relative sezioni.

Ordine		Torino	VI		V	IV	III	II	Dalla base
Pilastro	Sezione	Armatura		Sezione	Armatura				
1	60 x 30		C	70 x 30	B	B	B	A	A
2	60 x 30		C	70 x 30	B	B	B	A1	A1
3	60 x 30		C	70 x 30	B	B	B	A1	A1
4	30 x 60		C	30 x 70	B	B	B	A	A
5	30 x 60		C	30 x 70	B	B	B	A	A
6	60 x 30		C	70 x 30	B	B	B	A1	A1
7	30 x 60	C	C	30 x 70	B1	B1	B1	B1	B1
8	30 x 60	C	C	30 x 70	B1	B1	B1	B1	B1
9	60 x 30		C	70 x 30	B1	B1	B1	B1	B1
10	30 x 60		C	30 x 70	B	B	B	A1	A1
11	30 x 60		C	30 x 70	B	B	B	A1	A1
12	30 x 60		C	30 x 70	B1	B1	B1	B1	B1
13	30 x 60	C	C	30 x 70	B1	B1	B1	B1	B1
14	30 x 60	C	C	30 x 70	B1	B1	B1	B1	B1
15	30 x 60		C	30 x 70	B1	B1	B1	B1	B1
16	30 x 60		C	30 x 70	B	B	B	A	A
17	30 x 60		C	30 x 70	B	B	B	A	A
18	60 x 30		C	70 x 30	B	B	B	A1	A1
19	60 x 30	C	C	70 x 30	B	B	B	A1	A1
20	60 x 30	C	C	70 x 30	B	B	B	A1	A1
21	60 x 30		C	70 x 30	B	B	B	A	A

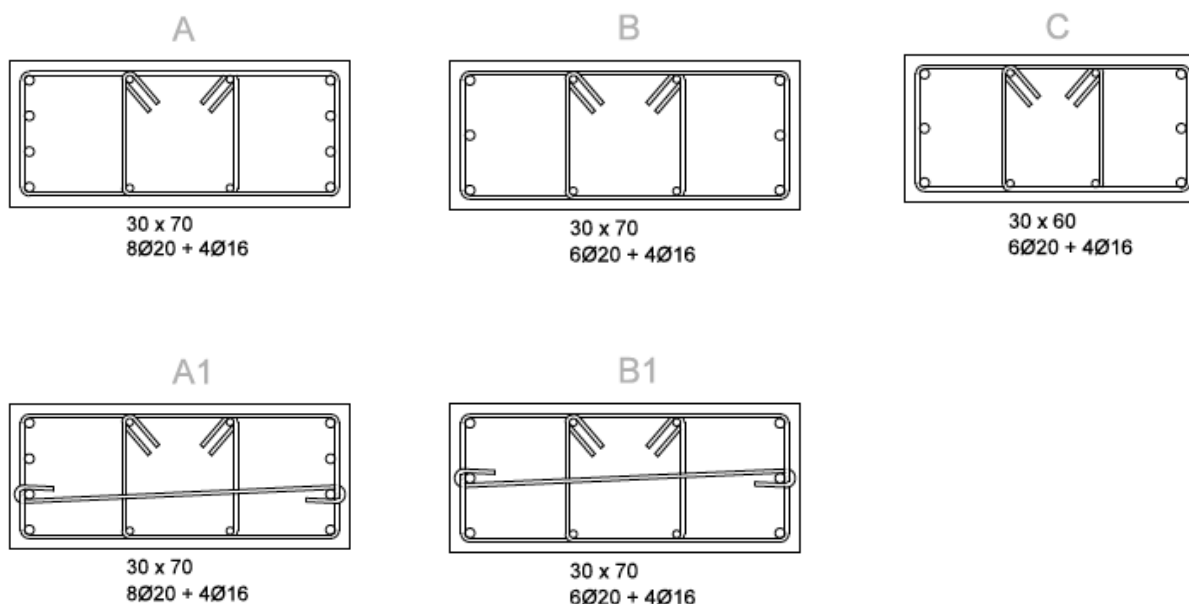


Fig. 22. Tabella dei pilastri e relative sezioni

Una volta determinata la tipologia di armatura da disporre nei vari pilastri, essi sono stati verificati a pressoflessione deviata. La verifica risulta sempre soddisfatta, a conferma che le armature sono state progettate correttamente.

I calcoli dettagliati sono riportati nel capitolo 21 della relazione di calcolo.

#### *PILASTRI: ARMATURA A TAGLIO*

Come per la pressoflessione, anche nello studio dell'armatura trasversale si è scelto di procedere con un approccio per tipologia di pilastro.

Similmente a quanto fatto per le travi, è stato determinato il taglio agente a partire dai momenti resistenti in testa e al piede del pilastro stesso, secondo la relazione:

$$V_{Ed} = \frac{\gamma_{Rd}(M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf})}{l_p} \quad (8)$$

Per classe di duttilità A, la normativa impone in zona critica un passo staffe non superiore alla minore delle seguenti quantità:

- un terzo dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 125 mm;
- 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali.

Noto il passo da utilizzare, è stato possibile calcolare l'area d'armatura trasversale da disporre.

Vista la notevole resistenza a taglio della sezione del pilastro, quasi sempre l'armatura minima prevista dalla normativa è sufficiente a contenere le sollecitazioni agenti. Si è deciso di disporre quindi in tutti i pilastri una doppia staffa  $\phi 8/15$ , infittita a  $\phi 8/9,6$  in zona critica (la lunghezza della zona critica è 60 cm all'ultimo ordine e 70 cm agli altri). Solo in alcuni pilastri particolarmente sollecitati (ad esempio il pilastro 7) è stato necessario aggiungere un tirantino in direzione longitudinale per raggiungere l'area di armatura necessaria.

*Mi chiedo se veramente serve, non controllo*

Calcoli dettagliati riguardanti la verifica a taglio sono riportati al capitolo 22 della relazione di calcolo.

In figura 23 viene mostrata l'armatura tipo di un pilastro perimetrale.

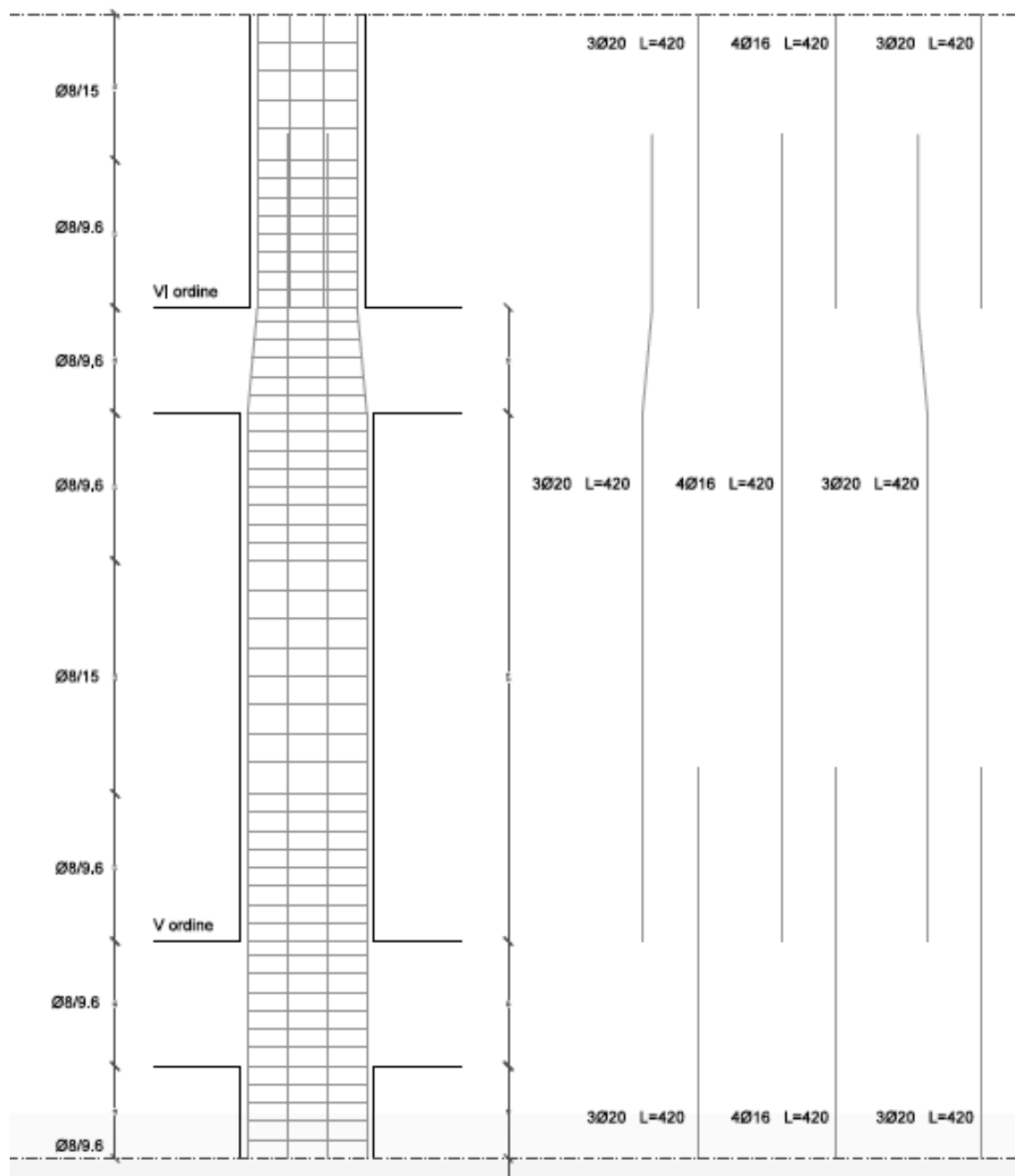


Fig. 23. Armatura tipo di un pilastro perimetrale

#### *NODO TRAVE-PILASTRO*

Essendo stato scelto di progettare in classe di duttilità A, la normativa impone di effettuare la verifica dei nodi non confinati. Sia la modalità di esecuzione di tale verifica che la definizione di “nodo non confinato” sono riportate nel paragrafo 7.4.4.3.1 delle NTC2008.

Si è scelto di eseguire tale verifica solo sui nodi ritenuti più critici ovvero quelli in cui si innestano meno di quattro travi, lasciando scoperte una o più facce del nodo. Tipicamente ciò avviene nei pilastri perimetrali e d’angolo.<sup>2</sup>

<sup>2</sup> La normativa italiana è particolarmente restrittiva nella definizione di “nodo confinato” e, spesso, nemmeno i nodi interni su cui s’innestano 4 travi rientrano appieno in tale categoria. Nell’ambito di questo progetto, si è scelto di considerare come nodi non confinati quelli, sia interni che esterni, nei quali confluiscono meno di 4 travi.

La verifica consiste nel valutare la “domanda di taglio”  $V_{jbd}$  tramite un equilibrio al nodo tra il taglio trasmesso al nodo dal pilastro posto al di sopra e quello generato dalla presenza delle armature delle travi che confluiscono nel nodo stesso. L’armatura viene dimensionata in modo da far fronte alla domanda di taglio.

In tabella 17 viene riportata l’armatura necessaria da disporre nei nodi del pilastro perimetrale più sollecitato.

Tab. 17. Armatura da disporre nei nodi dei pilastri perimetrali

<b>Impalcato</b>	<b><math>V_{jbd}</math> [kN]</b>	<b>R. trazione [kN]</b>	<b><math>A_{sh}</math> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Armatura da disporre</b>
6	283,24	187,20	5,57	2 $\phi$ 16 di parete + $\phi$ 8/9,6 (2 bracci)
5	362,12	269,25	4,24	2 $\phi$ 16 di parete + $\phi$ 8/9,6 (2 bracci)
4	352,23	309,40	1,55	2 $\phi$ 16 di parete + $\phi$ 8/9,6 (2 bracci)
3	342,74	337,25	0,17	2 $\phi$ 16 di parete + $\phi$ 8/9,6 (2 bracci)
2	336,60	356,24	-0,56	2 $\phi$ 16 di parete + $\phi$ 8/9,6 (2 bracci)

Com’è possibile notare, per soddisfare la verifica basta prolungare all’interno del nodo la staffatura utilizzata in zona critica, a cui si aggiunge la presenza della coppia di  $\phi$ 16 di parete provenienti della trave che si andrà a innestare sul nodo considerato.

Nel capitolo 23 della relazione di calcolo sono riportati in maniera dettagliata i calcoli relativi alla verifica dei nodi analizzati.

Per quanto riguarda i nodi definiti confinati, si è scelto di prolungare anche in essi la stessa staffatura utilizzata in zona critica per fornire un adeguato confinamento.

#### ➤ VERIFICA DELL’IMPALCATO

Osservando la pianta dell’edificio non si evincono particolari indebolimenti dell’impalcato o restringimenti tali da richiedere l’esecuzione di una verifica di rigidezza e resistenza dell’impalcato stesso.

Si può affermare quindi che gli orizzontamenti sono sufficientemente rigidi da poter portare adeguatamente sia le azioni orizzontali che quelle verticali, considerando inoltre la presenza di una rete elettrosaldata che migliora la ripartizione dei carichi.