

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

STRUTTURALE E GEOTECNICA

PROGETTO DI ELEMENTI IN CA PER EDIFICI IN ZONA SISMICA

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

Commento generale

*Piccole annotazioni, ma niente di
serio da criticare*

Docente: Prof. Ing. Aurelio Gheri,
Prof. Ing. Fabio Neri

Allievo:
Federica Raffa, matricola: 049000167

Relazione generale e validazione del progetto

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito¹

L'edificio in progetto è sito a Sortino (SR) in via Libertà n°143. La località sorge sul complesso montuoso degli Iblei, che è costituito da un massiccio calcareo marnoso, per tali caratteristiche esso può essere classificato, ai fini sismici, come suolo di tipo B.

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

| Stato Limite | T_r [anni] | $a_g/g[-]$ | $F_o[-]$ | $T^*_c[s]$ |
|-------------------------|--------------|------------|----------|------------|
| Operatività | 30 | 0.049 | 2.441 | 0.250 |
| Danno | 50 | 0.067 | 2.520 | 0.270 |
| Salvaguardia Vita | 475 | 0.275 | 2.278 | 0.420 |
| Prevenzione Collasso | 975 | 0.398 | 2.332 | 0.475 |

Sulla base di tali valori sono stati ricavati i valori dei parametri S , T_B , T_C , T_D che descrivono lo spettro di risposta elastico per SLD e SLV per suolo B, riportati nella tab.2.

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 | 0.129 | 0.386 | 1.868 |
| SLV | 1.149 | 0.183 | 0.550 | 2.700 |

Nella fig.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 0.720 g per SLV e 0.203 g per SLD.

¹ Le tabelle e i grafici relativi a questo paragrafo si trovano nella cartella Spettri, file Excel Spettri Sortino

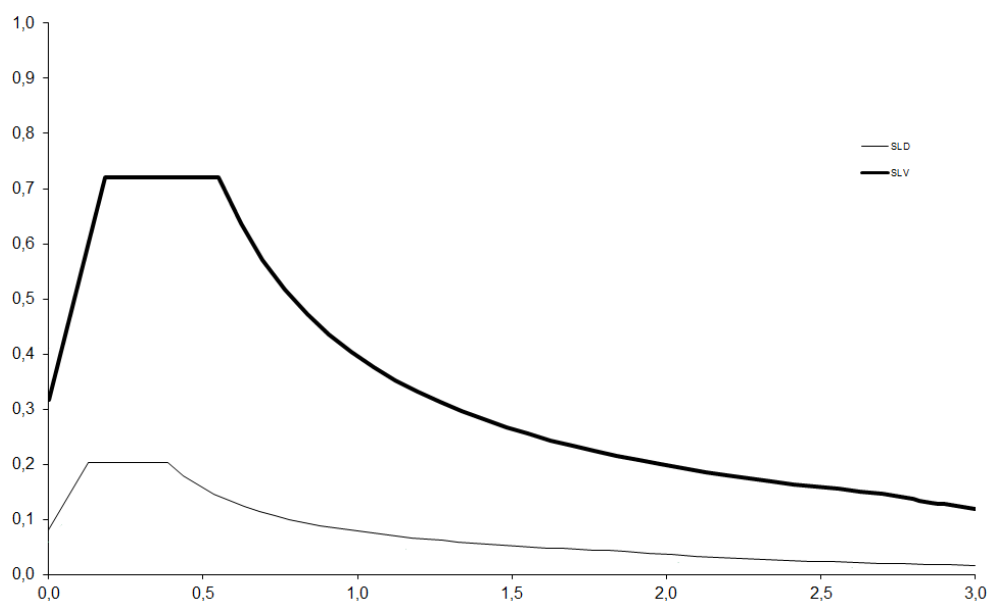


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo B

Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano terra e cinque piani in elevazione e quindi da un totale di sei impalcati. La pianta è un rettangolo irregolare, con due 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 del piano tipo e della copertura, un prospetto ed una sezione per avere una visione generale dell'edificio.

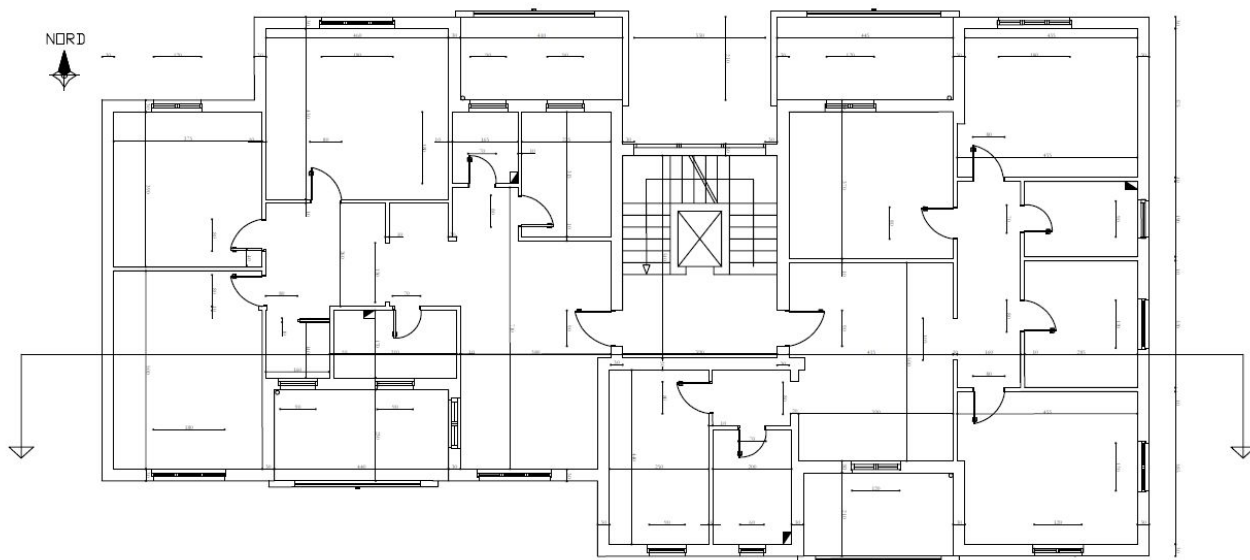


Fig. 2. Pianta piano tipo

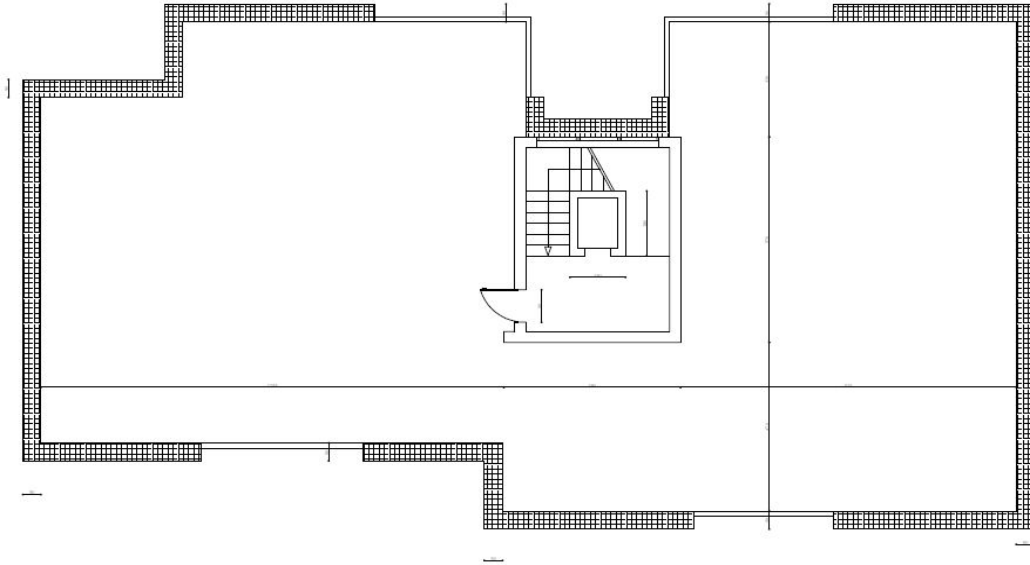


Fig. 3. Pianta copertura

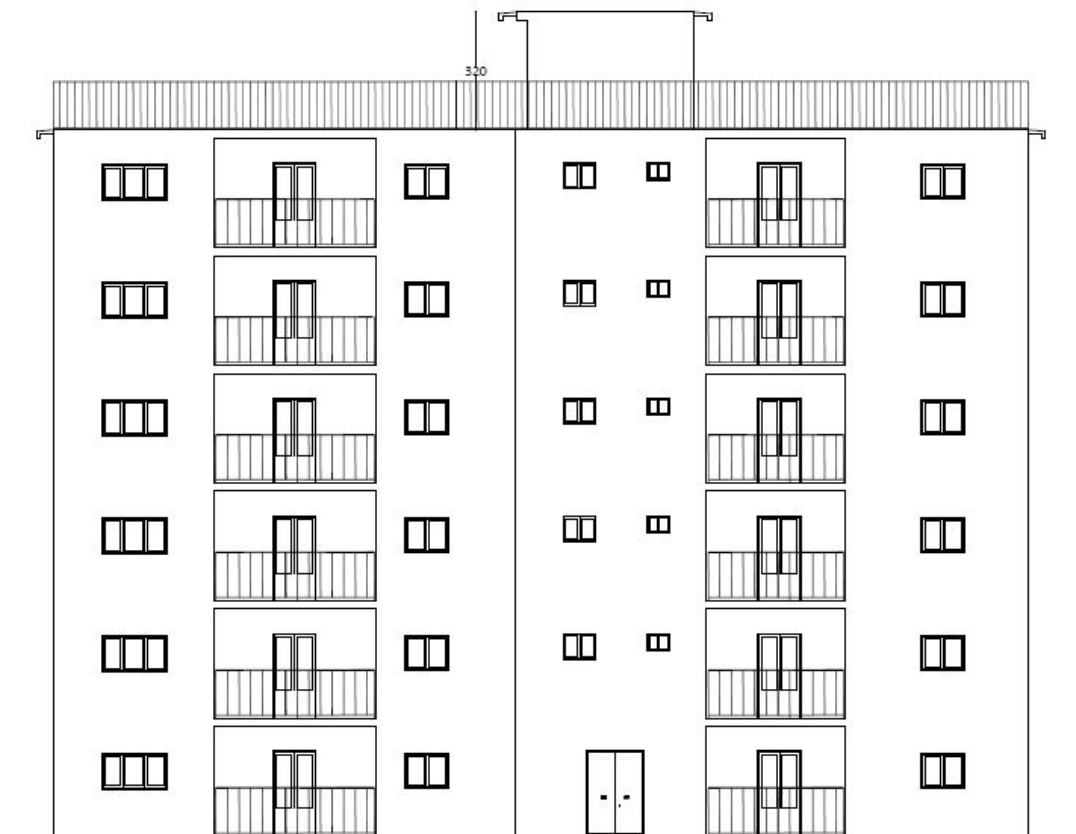


Fig. 4. Prospetto sud

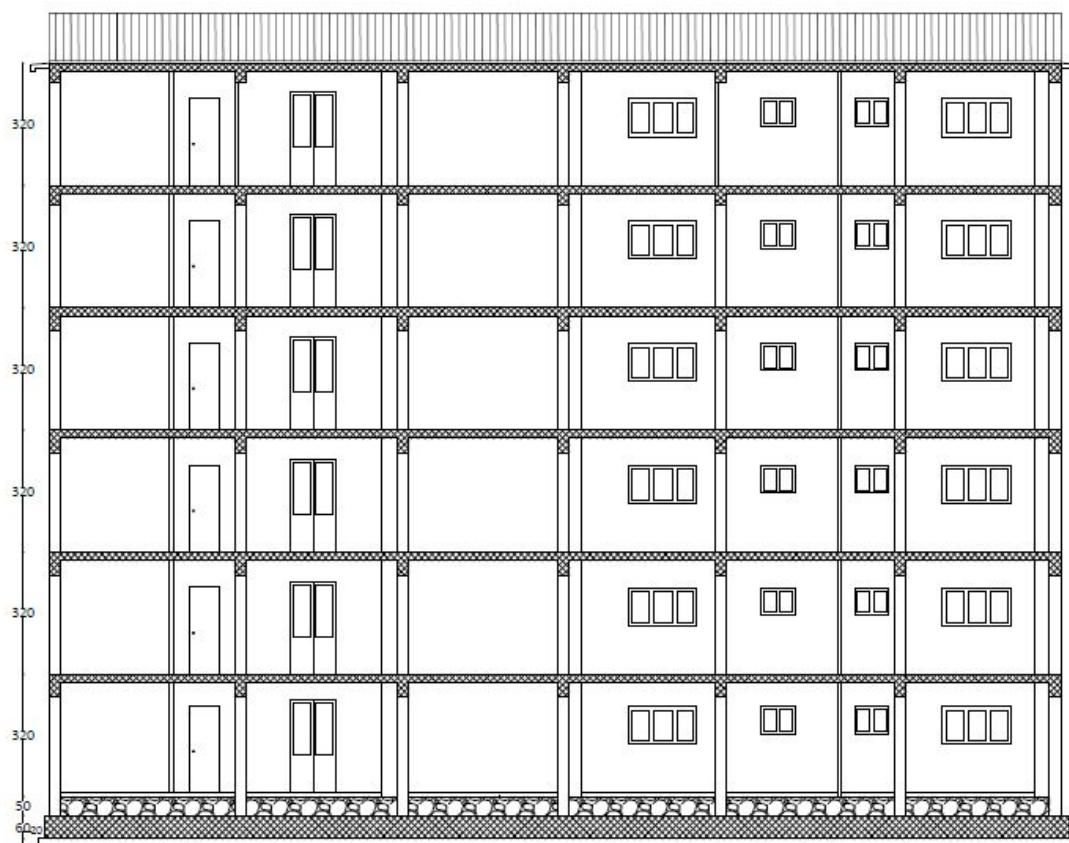


Fig. 5. Sezione

Struttura dell'edificio

La struttura dell'edificio è in cemento armato. Gli elementi portanti sono pilastri e travi che costituiscono un telaio spaziale, con solai in cemento armato gettati in opera. Non sono presenti pareti in cemento armato, anche il vano ascensore è racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato.

Nella fig.6 è riportata la carpenteria del piano tipo, che si ripete uguale per tutti gli impalcati. La carpenteria di copertura è analoga a quella del piano tipo con l'aggiunta di un cornicione di 50 cm. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 13, 14, 17 e 18.

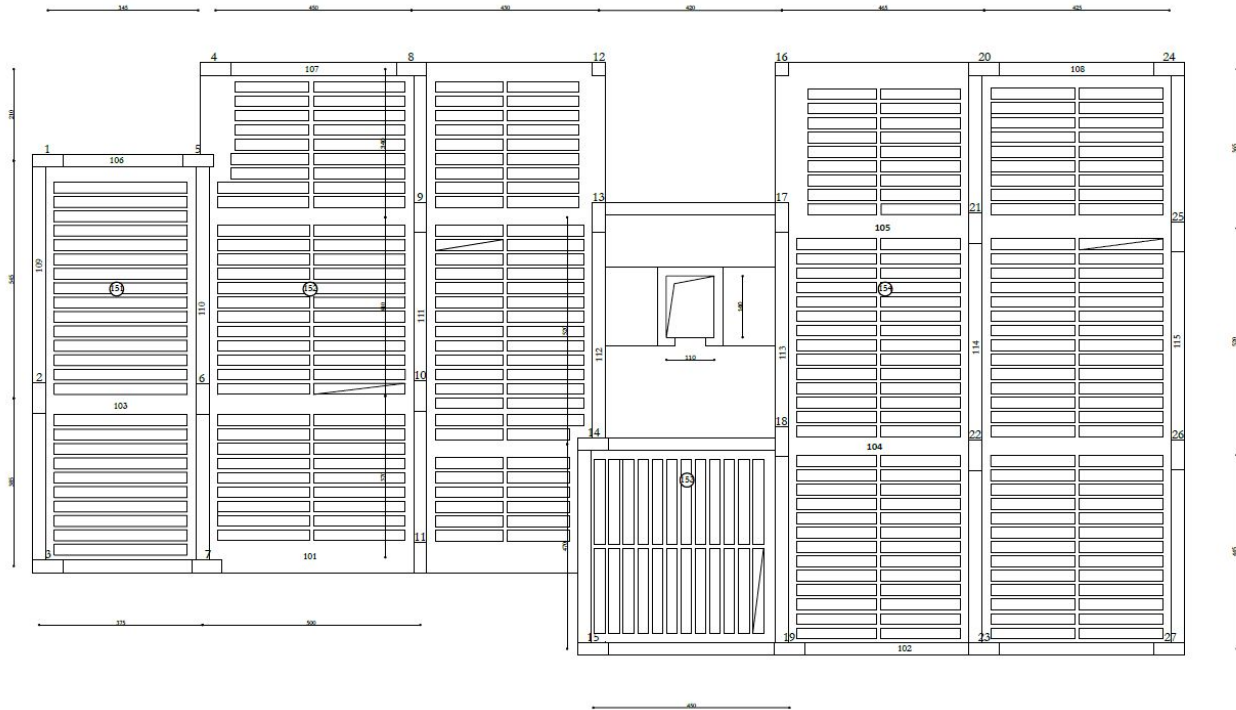


Fig. 6. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tab.3. I pilastri hanno tutti sezione 30×70 che mantengono inalterata a tutti i piani. Le travi emergenti hanno in genere sezione 30×60 ai primi quattro impalcati e 30×50 al quinto e sesto impalcato e nella copertura del torrino scale. Le travi a spessore hanno tutte sezione 60×22 .

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

| piano | pilastri | travi emergenti |
|---------|----------------|-----------------|
| torrino | 30×70 | 30×50 |
| 6 | 30×70 | 30×50 |
| 5 | 30×70 | 30×50 |
| 4 | 30×70 | 30×60 |
| 3 | 30×70 | 30×60 |
| 2 | 30×70 | 30×60 |
| 1 | 30×70 | 30×60 |

La scala è a tre rampe di cui due sono solette rampanti. Le due rampe che partono da ciascun impalcato sono portate da una trave posta a livello dell'impalcato stesso (mediante pilastri con funzione di tiranti e puntoni) e sono giuntate rispetto alle rampe degli impalcati adiacenti, in modo da non costituire in alcun modo un vincolo mutuo tra gli impalcati.

Esame visivo della struttura

Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.

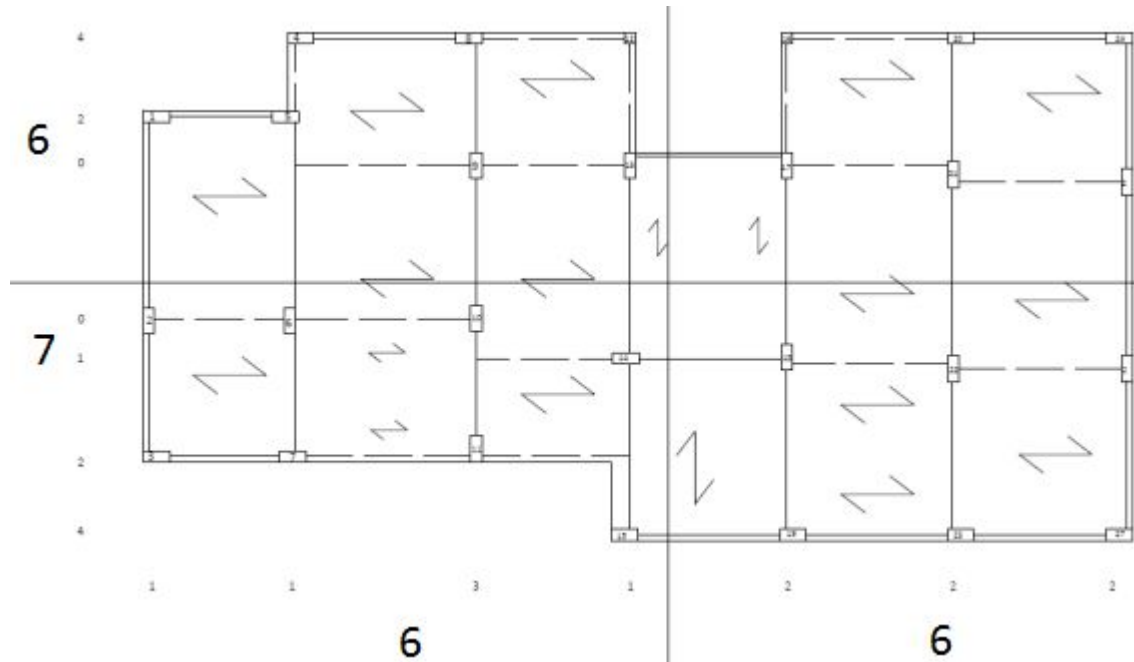


Fig. 7. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

Si nota innanzitutto che tutti i pilastri ^(trave il 12 e 16) danno un rilevante contributo all'assorbimento dell'azione sismica nella direzione in cui la sezione, di forma rettangolare, si presenta di coltello e quindi di maggiore rigidità, perché collegati ad almeno una trave emergente. Pertanto questi pilastri e le travi ad essi collegate devono considerarsi elementi principali per la direzione di maggiore rigidità. Gli stessi pilastri danno invece un contributo poco rilevante nella direzione in cui presentano minore rigidità e, anche se inseriti nel calcolo, possono considerarsi sostanzialmente elementi secondari. Tutte le travi a spessore possono anch'esse considerarsi elementi secondari.

Stabilito l'orientamento dei pilastri e la tipologia di travi, al fine di rispettare le esigenze architettoniche, si è proceduto con un bilanciamento approssimato della struttura per constatare se una delle due direzioni fosse più debole rispetto all'altra. Come si può notare dalla fig. 7 le due direzioni sembrano abbastanza bilanciate, anche se la parte inferiore della direzione y presenta un valore leggermente più alto.

Si deve però osservare che nella direzione y sono presenti 12 pilastri di coltello i quali sono tutti collegati a travi emergenti, a questi è quindi affidata la resistenza all'azione sismica; nella direzione x sono presenti 13 pilastri di coltello ma solo due sono collegati a due travi emergenti, gli altri o sono pilastri d'angolo e collegati in x ad una sola trave emergente o presentano l'alternarsi di travi emergenti ed a spessore, questo comporta che la direzione x risulti essere più debole rispetto alla direzione y.

La distribuzione dei pilastri appare sicuramente bilanciata rispetto alla direzione x, perché 6 pilastri sono al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e 7 al di sotto. Analoga è la distribuzione rispetto alla direzione y, infatti 6 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 6 a destra.

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, né cambi repentini di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro, in-

fatti la sezione dei pilastri si mantiene costante a tutti piani. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, riducendosi solo al quinto e sesto impalcato e in corrispondenza del torrino.

L'impalcato si presenta adeguatamente compatto e dotato di una soletta continua di spessore pari a 4 cm. Il foro dell'ascensore ha dimensioni modeste e non crea alcun problema all'impalcato. Più rilevante potrebbe essere l'influenza della zona scala, considerando la soletta rampante come parte mancante all'impalcato. La presenza della trave che sostiene la soletta rampante, che è posta a livello dell'impalcato, fornisce comunque una adeguata rigidezza nei confronti di possibili deformazioni "flessionali" dell'impalcato.

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

Previsione numerica del comportamento della struttura²

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

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

² Le tabelle relative a questo paragrafo si trovano nel file Excel Analisi struttura, fogli: Massa e forze, rigidezze.

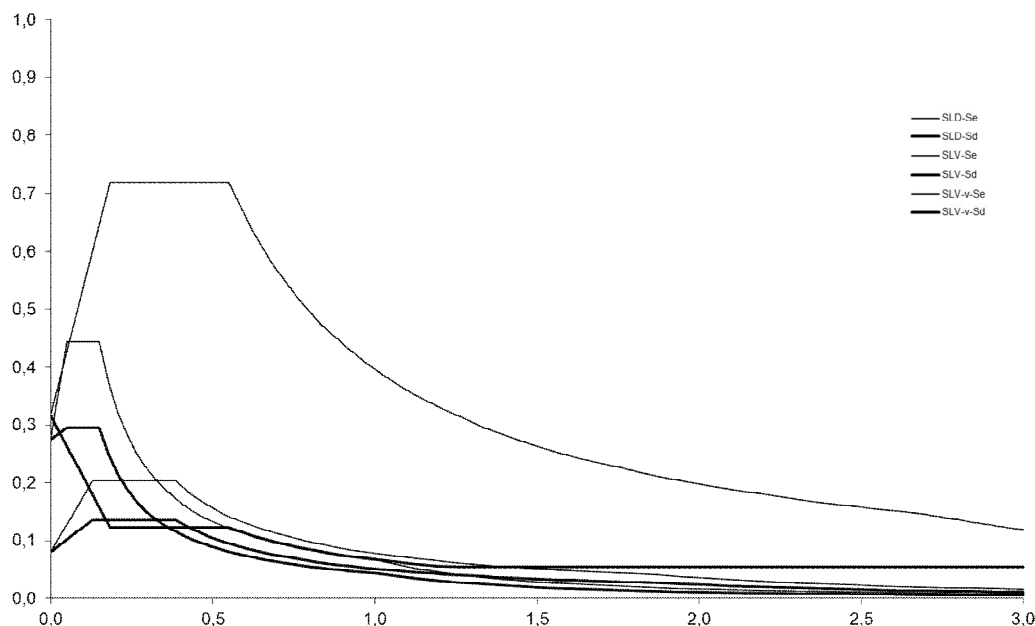


Fig. 8. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo B e $q=5.85$

Le masse di piano possono essere stimate moltiplicando la superficie dell'impalcato per una incidenza di massa (o di peso) a metro quadro stimata approssimativamente. Si è ritenuto corretto utilizzare il valore di 10 kN/m^2 per tutti gli impalcati, tranne che per la copertura, per la quale si è utilizzato il valore 9 kN/m^2 (come si può notare il torrino è stato considerato inglobato al sesto impalcato). I valori ottenuti sono riportati nella tab.4.

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

| PIANO | SUPERFICIE | PESO UNITARIO | PESO IMPALCATO | MASSA |
|------------------|------------|---------------|----------------|--------|
| 6+torrino | 385,6 | 9 | 3470,9 | 353,8 |
| 5 | 312,8 | 10 | 3128 | 318,9 |
| 4 | 312,8 | 10 | 3128 | 318,9 |
| 3 | 312,8 | 10 | 3128 | 318,9 |
| 2 | 312,8 | 10 | 3128 | 318,9 |
| 1 | 312,8 | 10 | 3128 | 318,9 |
| tot | | | 19110,9 | 1948,1 |

Il periodo proprio T_1 della struttura può essere stimato in prima approssimazione utilizzando la formula fornita dalla normativa, nella quale C_1 è un coefficiente che presenta valori differenti a seconda che l'edificio sia in acciaio, in cemento armato o con pareti, H invece è l'altezza totale dell'edificio.

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Tab. 5. Calcolo del periodo proprio della struttura

| PERIODO DELLA STRUTTURA | | <---- senza torrino |
|-------------------------|-------|---------------------|
| C1= | 0,075 | |
| H= | 19,7 | |
| T1= | 0,701 | |

Tale valore è maggiore di T_C (che vale 0.550 s per SLV) e si è quindi nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a T . Quindi l'ordinata spettrale per SLV è, per lo spettro di risposta elastica

$$a_g S \eta F_o = 0.275 \times 1,149 \times 1 \times 2.278 = 0.720$$

$$S_e = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C}{T} \right) = 0.720 \times 0.550 / 0.701 = 0.565 \text{ g}$$

e per quello di progetto

$$S_d = 0.565 / 5.85 = 0.096 \text{ g}$$

Da questi valori si sono ricavate le forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica, con un coefficiente riduttivo $\lambda=0.85$. I valori ottenuti sono riportati in tab.6.

Tab. 6. Forze di piano valutate per analisi statica

| PIANO | z | Wz | F | V |
|------------------|------|----------|-------|--------|
| 6+torrino | 19,7 | 68375,7 | 473,5 | 473,5 |
| 5 | 16,5 | 51612 | 357,4 | 830,9 |
| 4 | 13,3 | 41602,4 | 288,1 | 1119,0 |
| 3 | 10,1 | 31592,8 | 218,8 | 1337,8 |
| 2 | 6,9 | 21583,2 | 149,5 | 1487,3 |
| 1 | 3,7 | 11573,6 | 80,1 | 1567,4 |
| tot | | 226339,7 | | |

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 seguente

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

Tale formula è stata impiegata in un approccio per tipologia di pilastro, secondo il quale i pilastri sono stati raggruppati sulla base del loro orientamento, in 30x70 e 70x30, e considerando simili quelli che, aventi lo stesso orientamento, presentavano due travi emergenti, una trave emergente, una trave spessore o due travi a spessore.

Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente, per la direzione x e y.

Tab. 7. Riepilogo rigidezze di piano

| Ordine | Kx [kN/mm ²] | Ky [kN/mm ²] |
|--------|--------------------------|--------------------------|
| 6 | 225,4 | 315,9 |
| 5 | 275,6 | 387,1 |
| 4 | 332,0 | 458,4 |
| 3 | 332,0 | 458,4 |
| 2 | 332,0 | 458,4 |
| 1 | 480,0 | 536,1 |

Le rigidezze variano con regolarità lungo l'altezza, confermando il giudizio di regolarità in altezza espresso in seguito all'esame visivo della struttura, i valori in tab.7 confermano inoltre la maggiore rigidezza della direzione y rispetto alla x precedentemente ipotizzata mediante un'analisi di tipo visivo.

Successivamente sono state calcolati i pilastri equivalenti come rapporto tra la rigidezza totale di piano e quella del pilastro più rigido nell'ordine considerato.

Tab. 8. Pilastri equivalenti

| Ordine | x- pilastri equivalenti | y- pilastri equivalenti |
|--------|-------------------------|-------------------------|
| 6 | 10,46 | 15,38 |
| 5 | 10,41 | 15,28 |
| 2-3-4 | 10,33 | 14,87 |
| 1 | 12,69 | 14,45 |

Utilizzando questi valori delle rigidezze, che, per definizione, sono il rapporto tra taglio e spostamento relativo, si sono calcolati gli spostamenti relativi corrispondenti ai tagli di piano e i conseguenti spostamenti assoluti. I valori sono riportati nelle tabelle che seguono.

Tab. 9. Spostamenti di piano – direzione x

| PIANO | F | V | drx(mm) | ux(mm) | m | Fu | mu ² |
|-----------|-------|--------|---------|--------|-------|---------|-----------------|
| 6+torrino | 473,5 | 473,5 | 2,1 | 20,3 | 353,8 | 9594,5 | 145,27 |
| 5 | 357,4 | 830,9 | 3,0 | 18,2 | 318,9 | 6491,3 | 105,18 |
| 4 | 288,1 | 1119,0 | 3,4 | 15,1 | 318,9 | 4363,6 | 73,15 |
| 3 | 218,8 | 1337,8 | 4,0 | 11,8 | 318,9 | 2576,3 | 44,21 |
| 2 | 149,5 | 1487,3 | 4,5 | 7,7 | 318,9 | 1157,7 | 19,13 |
| 1 | 80,1 | 1567,4 | 3,3 | 3,3 | 318,9 | 261,7 | 3,40 |
| somma | | | | | | 24445,1 | 390,34 |

| | |
|-----|-------|
| Tx= | 0,794 |
|-----|-------|

Tab. 10. Spostamenti di piano – direzione y

| PIANO | F | V | dry(mm) | uy(mm) | m | Fu | mu ² |
|-----------|-------|--------|---------|--------|-------|---------|-----------------|
| 6+torrino | 473,5 | 473,5 | 1,5 | 15,2 | 353,8 | 7184,8 | 81,46 |
| 5 | 357,4 | 830,9 | 2,1 | 13,7 | 318,9 | 4887,6 | 59,63 |
| 4 | 288,1 | 1119,0 | 2,4 | 11,5 | 318,9 | 3321,3 | 42,38 |
| 3 | 218,8 | 1337,8 | 2,9 | 9,1 | 318,9 | 1988,1 | 26,33 |
| 2 | 149,5 | 1487,3 | 3,2 | 6,2 | 318,9 | 922,0 | 12,13 |
| 1 | 80,1 | 1567,4 | 2,9 | 2,9 | 318,9 | 234,3 | 2,73 |
| somma | | | | | | 18538,1 | 224,66 |

| | |
|-----|-------|
| Ty= | 0,692 |
|-----|-------|

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh (vedi tabella). Il periodo trovato per la direzione x si allontana rispetto a quello stimato precedentemente (0.701 s con 0.794 s), in direzione y i due periodi sono invece più vicini (0.701s con 0.692 s).

Nella direzione y, più rigida, il periodo si riduce di un 1.3% circa e conseguentemente aumenteranno le azioni sulla struttura, invece nelle direzione x, meno rigida aumenta del 13%. *e conseguentemente si riducono le azioni.*

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

- in direzione x, 13 pilastri 30×70 e 9 travi 30×60 (o 30×50 al 5° e 6° impalcato);
- in direzione y, 12 pilastri 30×70 e 17 travi 30×60 (30×50 al 5° e 6° impalcato).

La ripartizione è stata fatta, a vantaggio di sicurezza, con riferimento alla direzione x che appare leggermente meno rigida e resistente della direzione y. Ciascun pilastro assorbe quindi 1/13 del taglio di piano. Dal taglio dei pilastri si è risalito al momento flettente, moltiplicando il taglio per 0.5 h a tutti i piani tranne il primo, per il quale si è considerato un moltiplicatore pari a 0.4 h per la sezione in testa e 0.6 h per la sezione al piede (in quest'ultimo valore si è considerato forfetariamente anche un piccolo contributo dei pilastri secondari). 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 tab.11.

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

| PIANO | F | V | h | Vpil[KN] | Mpil[KNm] | Mtrave[KNm] | ΔN[KN] |
|-----------|-------|--------|------|----------|-----------|-------------|--------|
| 6+torrino | 473,5 | 473,5 | 3,20 | 39,5 | 50,5 | 25,3 | 9,7 |
| 5 | 357,4 | 830,9 | 3,2 | 69,2 | 110,8 | 80,6 | 40,7 |
| 4 | 288,1 | 1119,0 | 3,2 | 93,3 | 149,2 | 130,0 | 81,0 |
| 3 | 218,8 | 1337,8 | 3,2 | 111,5 | 178,4 | 163,8 | 113,0 |
| 2 | 149,5 | 1487,3 | 3,2 | 123,9 | 198,3 | 188,3 | 135,4 |
| 1 testa | 80,1 | 1567,4 | 3,7 | 130,6 | 193,3 | 195,8 | 147,7 |
| 1 piede | | | | | 290,0 | | |

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 primo ordine, dovranno essere incrementati per la 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 primo ordine.

Per sisma in direzione y l'azione è ripartita tra 12 pilastri mentre per sisma in direzione x è ripartita tra 13 pilastri. I valori in direzione x essendo ripartiti tra più pilastri, dovrebbero essere leggermente più bassi, quindi i 12 /13 (cioè circa il 92%) di quelli sopra indicati. Ci si deve però soffermare sul fatto che, come mostrava la tab.8, la situazione si ribalta, infatti la direzione y presenta 14.45 pilastri equivalenti e la direzione x 12.69 al primo ordine, con la conseguenza che i pilastri più rigidi porteranno un taglio ed un momento flettente minore rispetto alla previsione.

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a circa 55 kN/m in assenza di sisma e 33 kN/m in presenza di sisma.

Una verifica di massima della trave emergente 30×60 più sollecitata può essere fatta sommando l'effetto del sisma ($1.2 \times 195.8 = 235$ kNm) a quello dei carichi verticali (86.8 kNm), ottenendo circa 322 kNm, valore accettabile per tale sezione. Per la trave a spessore più caricata, lunga 3 m, si è stimato un carico in assenza di sisma pari a 38 kN e di 25 kN con sisma; i valori di momento flettente calcolati sono di 44 kNm e di 28.9 kNm rispettivamente.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali con aggiunta del ΔN da sisma può essere stimato variabile da 140 kN a 1510 kN. Considerando per il pilastro 30×70 un momento massimo pari a $1.2 \times 193.3 \times 1.5 \approx 348$ kNm, la fig.9 mostra che per le coppie M-N più gravose sono necessari 4Ø20 sul lato corto, valore pienamente accettabile.

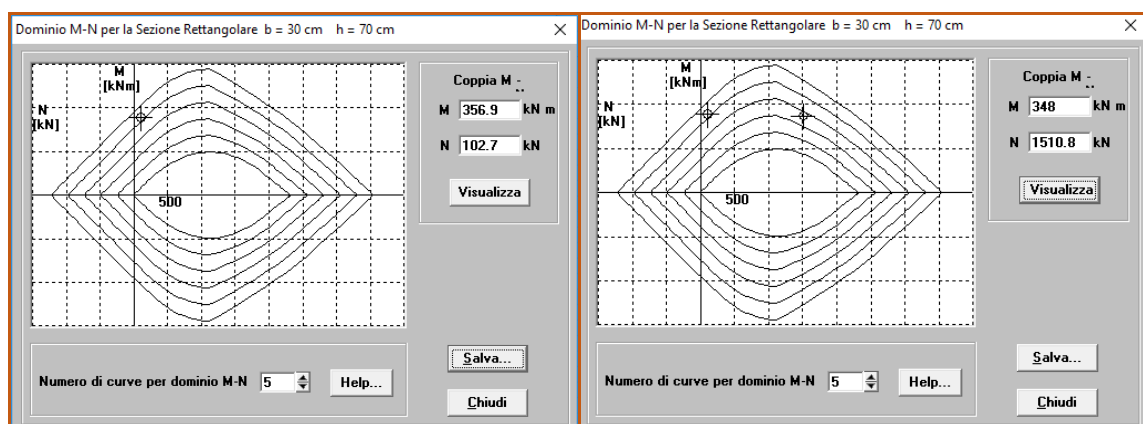


Fig. 9. Domini di resistenza dei pilastri

Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali³

Sono stati calcolati 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. Ciò ha consentito di ricalcolare in maniera esatta le masse agenti sui singoli piani. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

³ Le tabelle relative a questo paragrafo si trovano nel file Excel Analisi dei carichi foglio Masse di piano, gli altri calcoli si trovano nei fogli Fx sollecitazioni e coppie ed Fy sollecitazioni e coppie.

Tab. 12. Masse di piano

| piano | massa | peso W [kN] | A[m ²] | W/A | raggio gir |
|-----------|-------|----------------|--------------------|------|---------------|
| 6+torrino | 347,2 | 3405,6 | 385,7 | 8,8 | 8,7 |
| 5 | 331,3 | 3249,8 | 312,8 | 10,4 | 8,4 |
| 4 | 338,6 | 3322,1 | 312,8 | 10,6 | 8,4 |
| 3 | 338,6 | 3322,1 | 312,8 | 10,6 | 8,4 |
| 2 | 338,6 | 3322,1 | 312,8 | 10,6 | 8,4 |
| 1 | 342,1 | 3356,0 | 312,8 | 10,7 | 8,4 |

Il rapporto tra peso ed area dell'impalcato non si discosta di molto dalla stima iniziale ed è quindi da ritenersi accettabile. Le coordinate del baricentro delle masse, riportate graficamente nella pianta, risultano a occhio accettabili. Il raggio d'inerzia per una distribuzione di 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 $b=13.60$ m e $h=26.45$ m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe $\rho_m = 8.58$ m. Questo valore è leggermente più alto di quello sopra indicato, ma la differenza, legata al fatto che la pianta è un rettangolo irregolare, si può ritenere accettabile.

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 26.45 m in direzione x e 13.60 m in direzione y , le eccentricità accidentali sono 0.68 m e 1.3 m, rispettivamente per sisma agente in direzione x e in direzione y .

Programma di calcolo e modellazione della struttura

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

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato, che non presenta particolari debolezze.

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

La struttura intelaiata presenta tre travi fuori calcolo, si tratta di elementi che presentano un estremo ricadente su un pilastro e l'altro su una trave, di ciò non si è tenuto in conto nella modellazione con Tel2008. La soletta rampante della scala non costituisce un 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, forze a loro volta calcolate tenendo conto del periodo della struttura calcolato precedentemente per le due diverse direzioni e ottenuto dal calcolo delle rigidezze.

Esame dei risultati del calcolo⁴

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 10y (4...7) per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella fig.10. I valori del momento flettente delle travi oscillano intorno a 20-40 kNm per la trave 4-5 che è a spessore e posta all'estremo sinistro della figura in basso, la trave 5-6, centrale ed emergente presenta i valori più elevati che arrivano a 140 kNm al primo impalcato, la trave 6-7, posta all'estremo destro ed emergente, presenta valori che oscillano tra i 40-60 kNm con un valore massimo di 80 kNm al primo impalcato. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono in tutte le campate del telaio con valori di 30-40 kNm agli ultimi impalcati e valori più elevati 70-80 kNm ai primi impalcati, con un massimo di 84.3 kNm.

⁴ Le tabelle relative a questo paragrafo si trovano nel file Excel Analisi dei carichi fogli: telai in x e telai in y, i diagrammi degli spostamenti si trovano invece nel file Excel Spo raffa.

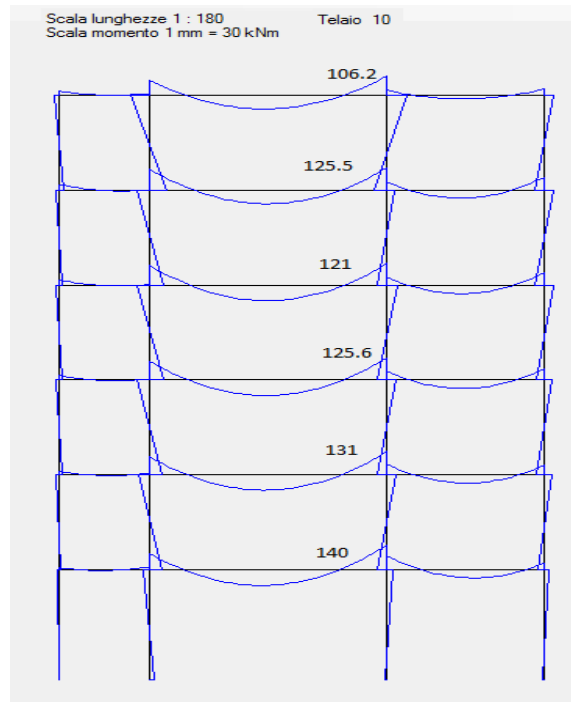
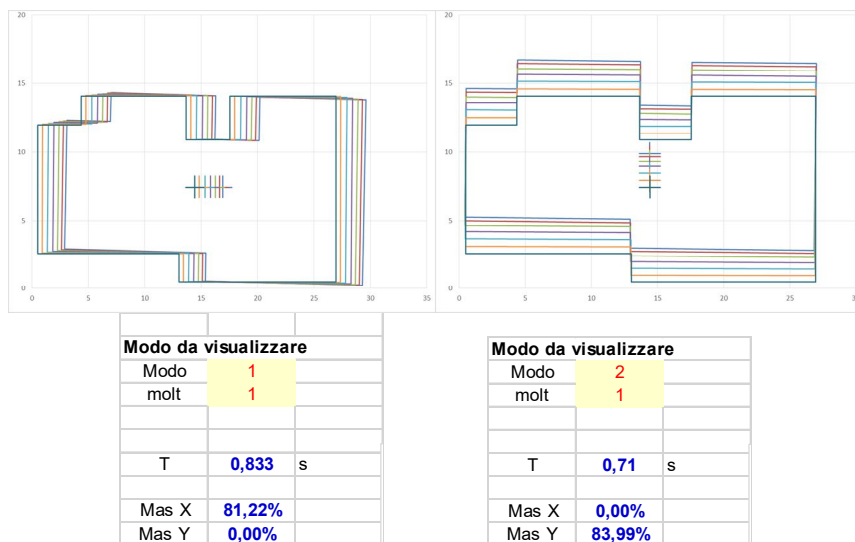


Fig. 10. Diagramma del momento flettente – telaio 10y (4...7), carichi verticali massimi

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 e masse partecipanti.



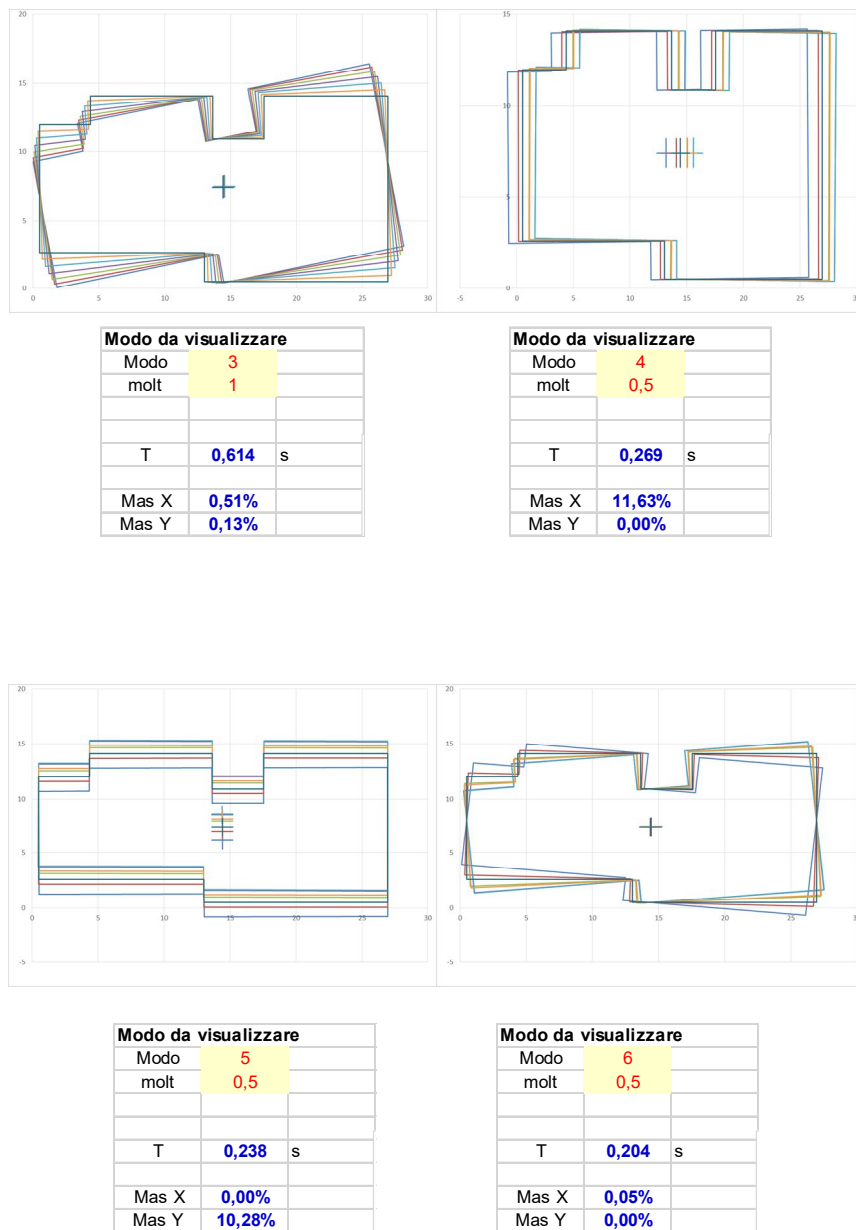


Fig. 11. Modi di oscillazione libera della struttura

Oltre al periodo distinto nelle due direzioni ottenuto mediante il calcolo delle rigidezze, è stato calcolato il periodo legato agli spostamenti che l'analisi statica, condotta tramite Tel2008 inserendo come carichi solo le forze nelle due direzioni, ha permesso di ottenere. I valori nelle due direzioni sono 0.812 s nella direzione x e 0.714 s nella direzione y.

Dalla precedente figura si osserva che il primo modo mostra traslazioni in direzione x, con trascurabili rotazioni. Il suo periodo 0.833 s è superiore rispetto a 0.794 s (calcolato mediante le rigidezze) ma più vicino rispetto a quello fornito mediante l'analisi statica di 0.812 s; la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.081 g. Questo primo risultato porta a riflettere sul fatto che, con l'utilizzo di un periodo sempre più prossimo a quello reale, si sarebbero ottenuti risultati, in termini di sollecitazioni, più veritieri.

Ciò non è stato fatto a causa delle difficoltà riscontrate nell'approcciarsi alla modellazione della struttura, che, per via della grande quantità di dati a disposizione, può creare confusione a chi si appresta ad eseguirla per la prima volta.

Il secondo modo mostra traslazioni in direzione y . Il suo periodo 0.710 s è superiore rispetto a quello previsto 0.691 s (calcolato mediante le rigidezze) ma quasi identico allo 0.714 dell'analisi statica; la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.095 g. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione. Il suo periodo 0.614 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 primi 9 modi sono riportate in tab.13. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione x , il secondo per la y) con massa partecipante superiore all'80% ed un successivo modo (il quarto per la direzione x , il quinto per la y) che contribuisce con un ulteriore 11%. Anche questi valori, analoghi a quelli prevedibili per uno schema piano molto regolare, confermano il sostanziale disaccoppiamento delle deformate modali e quindi la buona qualità della progettazione.

Tab. 13. Masse partecipanti, per sisma x e y

| Modo | T | Mas X | Mas Y |
|-------------|----------|--------------|--------------|
| 1 | 0,833 | 81,22% | 0,00% |
| 2 | 0,710 | 0,00% | 83,99% |
| 3 | 0,614 | 0,51% | 0,13% |
| 4 | 0,269 | 11,63% | 0,00% |
| 5 | 0,238 | 0,00% | 10,28% |
| 6 | 0,204 | 0,05% | 0,00% |
| 7 | 0,142 | 4,08% | 0,00% |
| 8 | 0,132 | 0,00% | 3,56% |
| 9 | 0,112 | 0,01% | 0,00% |

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione x è riportato in fig.12. Si osserva in direzione y una leggera rotazione che comporta all'estremo sinistro un spostamento del 20% maggiore rispetto all'estremo destro. Gli spostamenti lungo x sono invece traslazionali con valori prossimi a quelli previsti. L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani.

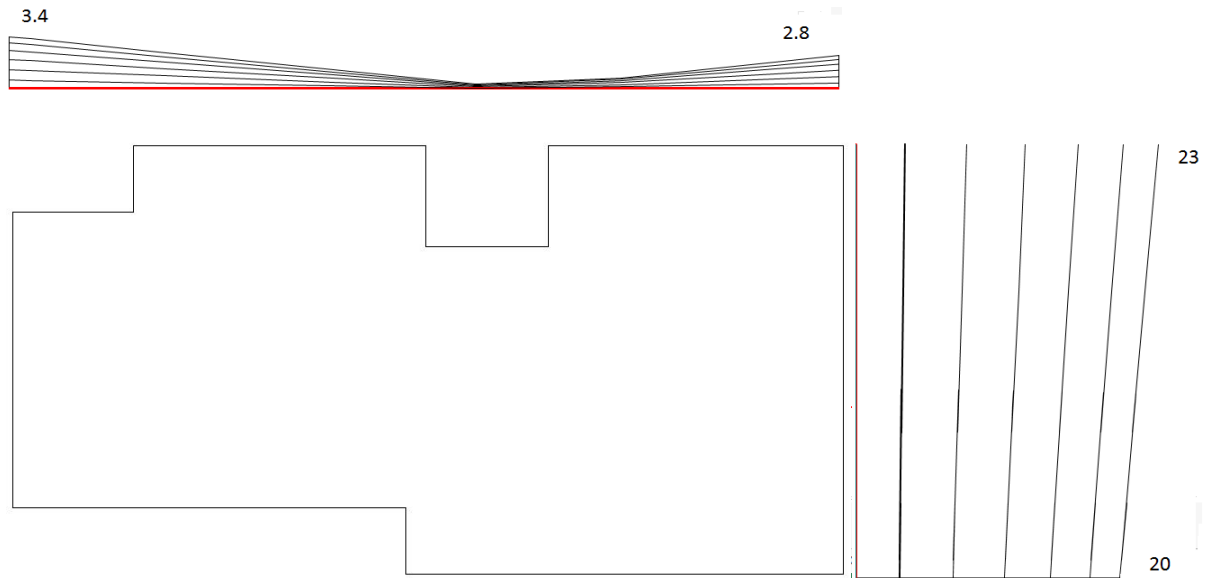


Fig. 12. Involuppo delle deformate modali, sisma x

In fig.13 sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità ($7x$ e $2x$) 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 , si osserva come la seconda campata del telaio 7 presenta momenti più bassi essendo a spessore, rispetto a tutte le altre campate dei due telai che sono emergenti.

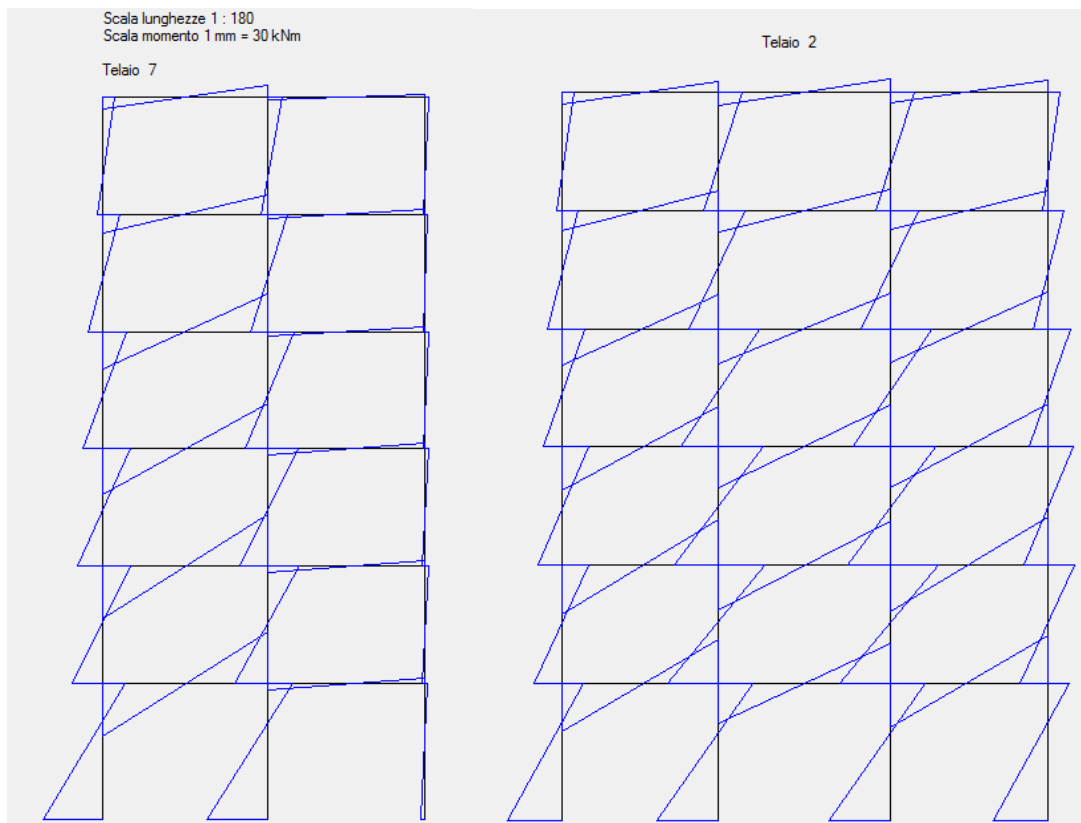


Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai $7x$ e $2x$, analisi modale, sisma x

Nella tab.14 sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai di estremità ($7x$ e $2x$) per effetto del sisma in direzione x . Si può osservare

che i momenti dei pilastri risultano più vicini a quelli previsti rispetto al caso delle travi, per le quali i valori dell'analisi modale risultano circa il 30% maggiori rispetto alle previsioni.

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

| piano | momenti pilastri | | | momenti travi | | |
|---------|------------------|----------|----------|----------------|----------|---------|
| | PREVISIONE x | telaio 7 | telaio 2 | PREVISIONE x | telaio 7 | telaio2 |
| 6 | 44,3 | 68,8 | 109,3 | 22,1 | 55,4 | 60,4 |
| 5 | 99,6 | 87,3 | 124,3 | 71,9 | 88,8 | 96,9 |
| 4 | 136,0 | 121,2 | 185,8 | 117,8 | 171,2 | 163,9 |
| 3 | 163,7 | 137,7 | 205,0 | 149,9 | 207,6 | 196,7 |
| 2 | 182,6 | 141,5 | 214,9 | 173,2 | 235,5 | 220,8 |
| 1 testa | 178,4 | 111,6 | 156,4 | 180,5 | 236,5 | 217,6 |
| 1 piede | 267,6 | 273,7 | 274,8 | | | |

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y è riportato nella figura che segue. In questo caso lo spostamento in direzione y mostra regolare traslazione e lo spostamento in x mostra spostamenti molto bassi, anche per sisma y i valori degli spostamenti massimi sono prossimi a quelli previsti.

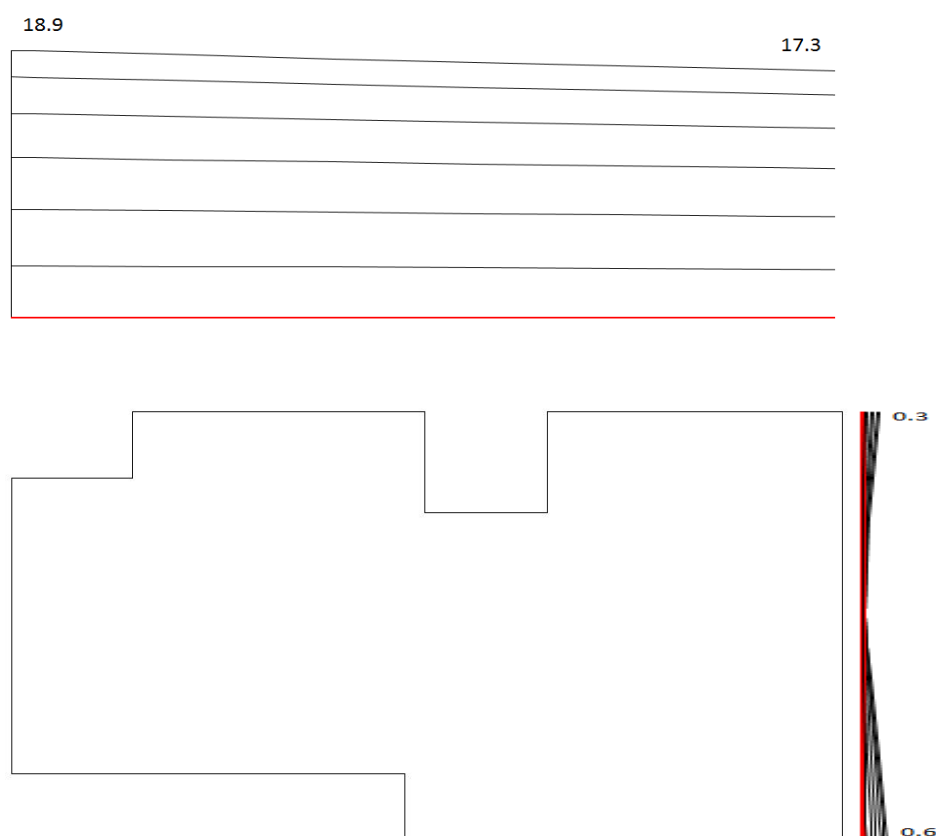


Fig. 14. Involuppo delle deformate modali, sisma y

Nella fig.15 sono riportati i momenti flettenti in un telaio posto a sinistra (9y) e del telaio all'estremità destra (15y) 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 , il telaio 9 presenta al centro un pilastro di coltello in y che, come si vede, presenta un momento flettente al piede elevato, anche il telaio 15 presenta, come pilastri centrali, dei pilastri di coltello in y che presentano momenti più elevati rispetto ai pilastri laterali che sono invece di piatto.

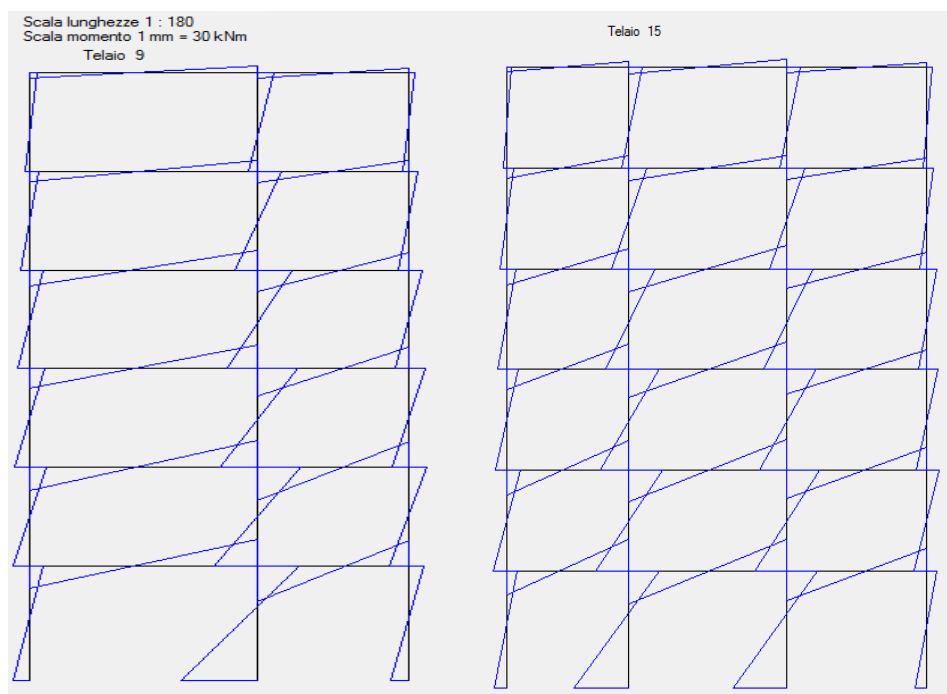


Fig. 15. Diagramma del momento flettente nei telai 9y e 15y, analisi modale, sisma y

Nella tab.15 sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (9y e 15y) per effetto del sisma in direzione y . Sia per i pilastri che per le travi si può osservare che il momento è poco inferiore rispetto a quello previsto. Si può comunque ritenere che il comportamento della struttura risulti complessivamente coerente con le previsioni.

Tab. 15. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

| | momento pilastri | | | momento travi | | |
|---------|------------------|----------|-----------|----------------|----------|-----------|
| | PREVISIONE y | telaio 9 | telaio 15 | PREVISIONE y | telaio 9 | telaio 15 |
| 6 | 50,8 | 66,993 | 70,6 | 25,4 | 31,6 | 40,1 |
| 5 | 114,3 | 96,8 | 95,9 | 82,6 | 64,5 | 66,2 |
| 4 | 156,2 | 137,1 | 138,5 | 135,2 | 116,5 | 120,4 |
| 3 | 187,9 | 162,5 | 163,6 | 172,1 | 148,7 | 144,9 |
| 2 | 209,7 | 176,0 | 178,0 | 198,8 | 177,1 | 164,0 |
| 1 testa | 204,8 | 168,6 | 165,1 | 207,2 | 189,2 | 170,1 |
| 1 piede | 307,2 | 304,2 | 285,7 | | | |

Nelle figure che seguono è mostrato l'incremento di spostamenti dovuto all'eccentricità accidentale, separatamente per azione in direzione x e in direzione y . La linea tratteggiata mostra gli spostamenti del 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 per sisma in x con aggiunta di eccentricità è molto contenuto sia per gli spostamenti orizzontali che per quelli verticali, tale incremento è inferiore al 5%. Nel caso di spostamenti legati al sisma in y con eccentricità si osserva un incremento degli spostamenti nella direzione x che vanno da 0.6 a circa 2 mm, minore è l'aumento nella direzione verticale, si è passati infatti da circa 18 mm a 20-23 mm.

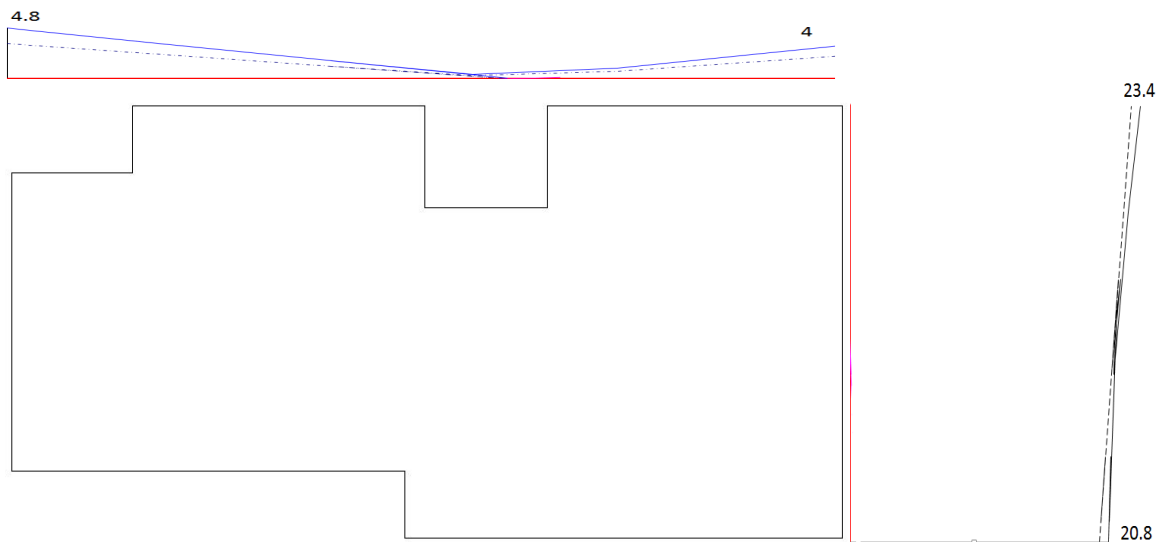


Fig. 16. Effetto complessivo del sisma x, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

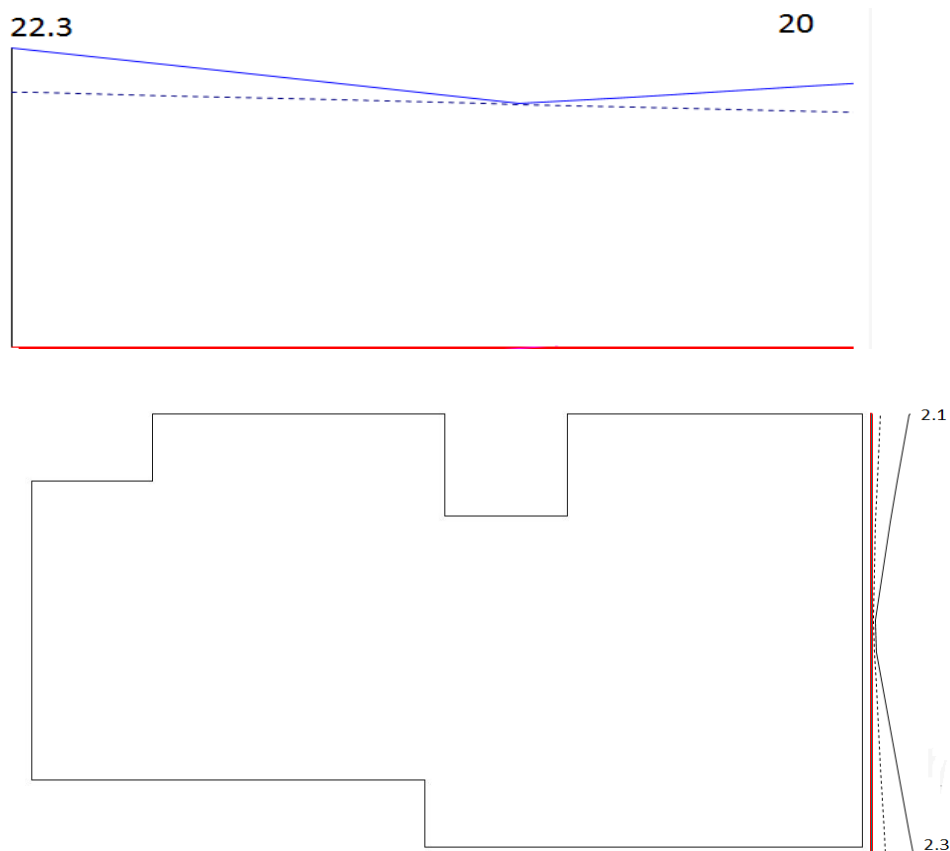


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma y, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

Nelle figure che seguono 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 osserva un modesto incremento degli spostamenti per i telai lungo la direzione del sisma, si tratta di incrementi di circa il 5-7% per i telai in x e del 25% per quelli in y . Si nota però anche che ai massimi spostamenti in ciascuna direzione si accoppiano spostamenti nella direzione ortogonale pari a più del 50% dei massimi.

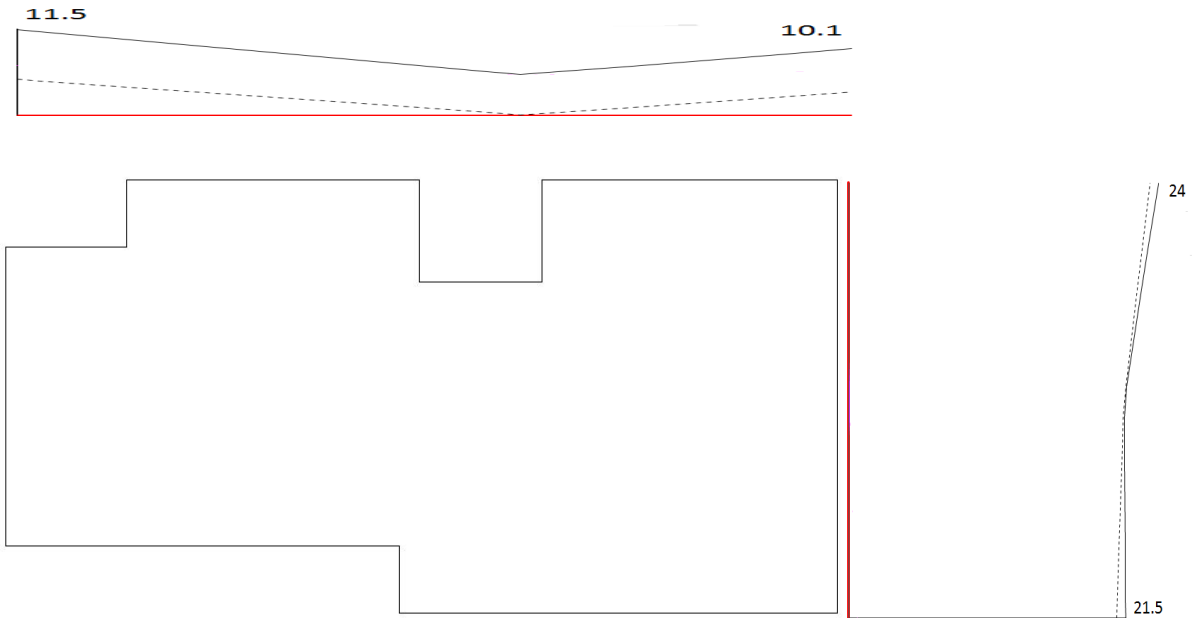


Fig. 18. Effetto del sisma prevalente x , ovvero sisma $x + 0.3$ sisma y

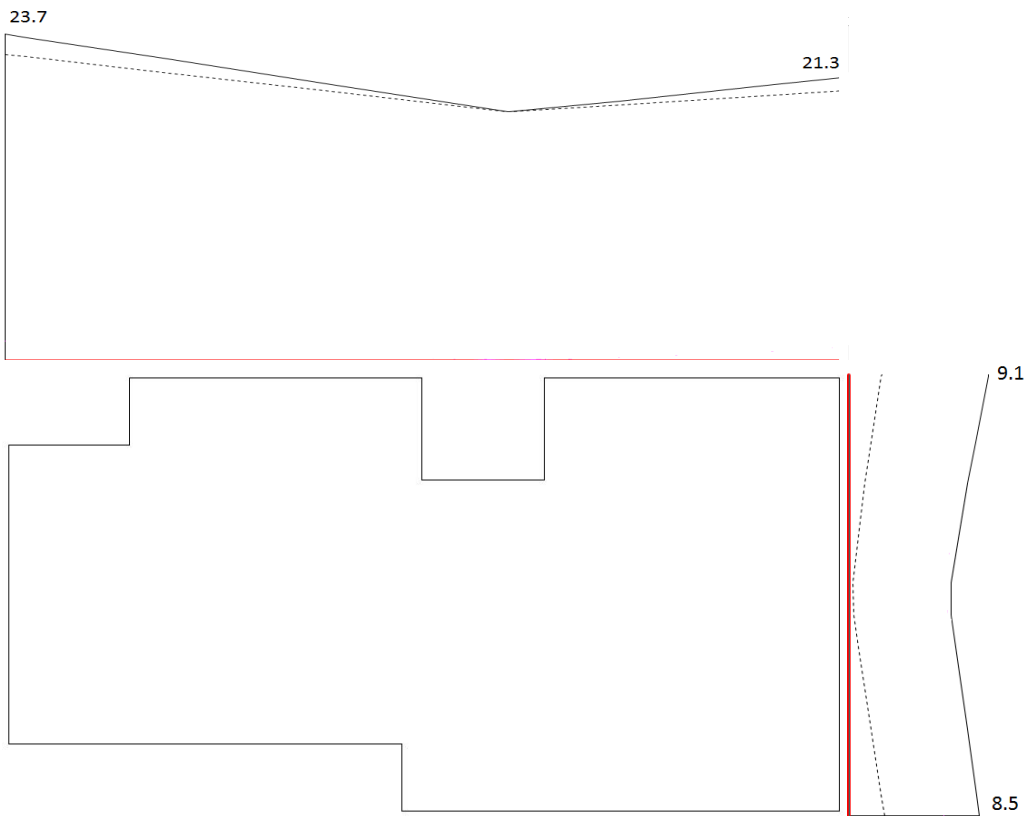


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente y , ovvero sisma $y + 0.3$ sisma x

Esame delle armature⁵

Travi: armatura a flessione

Le caratteristiche della sollecitazione precedentemente calcolate sono state impiegate per il calcolo delle armature a flessione delle travi. La quantità di armature tesa necessaria superiormente ed inferiormente, per momento flettente positivo e negativo rispettivamente, è stata calcolata con la seguente formula

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9df_{yd}}$$

nella quale il momento presente è quello a filo pilastro.

Il calcolo dell'area necessaria di armatura è stato effettuato per tutte le travi dell'edificio e per tutti i piani presenti, si riportano di seguito i risultati relativi al primo impalcato della trave 111.

Sulla base delle aree necessarie è stata disposta l'armatura, la trave studiata presenta tre campate emergenti, per le quali è stata disposta un'armatura filante di 2φ20 sia superiormente che inferiormente. Essendo le tre campate non molto lunghe (3.4 m, 4.1m, 3.7m), si sono disposte due barre di armatura filante di circa 6 m ciascuna interrotte in corrispondenza della mezzeria della campata centrale. All'armatura filante sono stati aggiunti monconi superiori (1φ14, 2φ14, 2φ14+1φ20 a seconda dell'appoggio) e inferiori (2φ14 o 2φ14+1φ20). Nella tab.16 oltre ai momenti massimi a filo, alle aree necessarie e all'armatura disposta, è anche riportato il momento resistente associato alle barre utilizzate, calcolato determinando la posizione dell'asse neutro con la condizione di equilibrio alla traslazione.

Tab. 16. Telaio 111, impalcato 1, momenti massimi a filo pilastro ed armature

| | 8 | 9 | 9 | 10 | 10 | 11 |
|----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| M-max | -149,2 | -210,5 | -206,3 | -235,0 | -203,2 | -265,3 |
| M+max | 118,6 | 160,0 | 160,4 | 169,7 | 176,5 | 215,9 |
| As,sup | 7,6 | 10,7 | 10,5 | 11,9 | 10,3 | 13,5 |
| As,inf | 6,0 | 8,1 | 8,1 | 8,6 | 8,9 | 10,9 |
| As' sup | 1φ14+2φ20 | 3φ14+2φ20 | 3φ14+2φ20 | 2φ14+3φ20 | 2φ14+3φ20 | 1φ14+4φ20 |
| As inf | 2φ20 | 2φ14+2φ20 | 2φ14+2φ20 | 2φ14+2φ20 | 2φ14+2φ20 | 2φ14+3φ20 |
| M-Rd | -162,4 | -224,9 | -224,9 | -257,2 | -257,2 | -290,0 |
| M+Rd | 131,1 | 193,7 | 193,7 | 193,7 | 193,7 | 257,5 |

Le indicazioni di minima fornite dalla normativa sono rispettate in quanto l'armatura compressa è almeno il 50% di quella tesa.

Per il rispetto delle seguenti indicazioni di normativa (NTC08, punto 7.4.6.21)

⁵ Le tabelle relative a questo paragrafo si trovano nel file Excel Analisi modale, foglio trave 8-11 e relativi collegamenti.

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (7.4.25)$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_{s'}/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

è stato effettuato un calcolo di verifica sotto indicato.

| | As | As' | | | | | | |
|----------|--------|---------------|--|-----------------|---|--------|---|-----------------|
| appoggio | ρ | ρ_{comp} | | cm ² | | ρ | | cm ² |
| 8 | 34,9 | 43,4 | | 5,6 | < | 34,9 | < | 57,4 |
| 9 | 52,0 | 60,6 | | 5,6 | < | 52,0 | < | 74,6 |
| 10 | 52,0 | 69,4 | | 5,6 | < | 52,0 | < | 83,4 |
| 11 | 69,4 | 78,4 | | 5,6 | < | 69,4 | < | 92,4 |

Calc.1 Verifica delle indicazioni di normativa

Travi: armatura a taglio

Per definire la staffatura della trave si è calcolato inizialmente il valore del massimo taglio provocato dal sisma, la relazione impiegata per il calcolo è la seguente

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

al valore così ottenuto è stato sommato $(g_k + \psi_2 q_k)l/2$, questo risultato ha consentito di determinare il valore del taglio all'estremità della trave; il solo $V_{s,max}$ invece consente di stimare quello in mezzzeria. Con riferimento alla trave in esame sono stati ottenuti i risultati sotto indicati

Tab. 17. Telaio 111, valori di taglio massimo

| | 8 | 9 | 9 | 10 | 10 | 11 |
|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| M-Rd | -162,4 | -224,9 | -224,9 | -257,2 | -257,2 | -290,0 |
| M+Rd | 131,1 | 193,7 | 193,7 | 193,7 | 193,7 | 257,5 |
| l netta | 3,1 | | 3,6 | | 3,2 | |
| sisma + e - | -137,8 | 137,8 | -149,7 | 139,0 | -181,3 | 192,9 |
| Vs,max | 137,8 | | 149,7 | | 192,9 | |
| q lnet/2 | 60,3 | | 55,4 | | 45,3 | |
| Vsd=Vmax | 198,1 | | 205,1 | | 238,1 | |

Per definire l'armatura a taglio si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili staffature con la seguenti formule

$$V_{Rcd} = \frac{0,9db0,5f_{cd}\cot\theta}{1+\cot\theta^2}, V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

Pilastri: armatura a pressoflessione⁶

Il pilastro studiato è il 10, si tratta di un pilastro interno con carichi verticali rilevanti. I valori del momento flettente che vengono impiegati sono quelli relativi alla gerarchia delle resistenze, per applicare tale criterio vengono utilizzati i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono nel nodo. Il pilastro studiato presenta lungo la direzione y due travi emergenti, lungo x una trave a spessore sulla sinistra, sulla destra il pilastro non ha una trave che direttamente lo collega al pilastro accanto, in quanto questo è circa un metro più in basso. Esiste però una trave fuori calcolo (della quale si è tenuto conto nell'analisi dei carichi) appoggiata alla campata 10-11 del telaio 111 e al pilastro 14, che, non essendo stata considerata nella modellazione eseguita con Tel2008, non è stata presa in considerazione nello studio del pilastro in questione. Ciò non è stato motivo di problemi nelle varie verifiche eseguite.

Tab. 19. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 10

| piano | | direzione x | | | direzione y | | | |
|-------|------|-------------|----|------------|-------------|--------|------------|------|
| | | sx | dx | ΣM | sx | dx | ΣM | rip |
| 5 | M-Rd | -40,0 | | 40,0 | -131,0 | -131,0 | 262,1 | 0,36 |
| | M+Rd | 22,8 | | | 131,0 | 131,0 | | 0,64 |
| 4 | M-Rd | -40,1 | | 40,1 | -193,5 | -193,5 | 324,6 | 0,42 |
| | M+Rd | 31,4 | | | 131,1 | 131,1 | | 0,58 |
| 3 | M-Rd | -40,1 | | 40,1 | -224,7 | -224,7 | 387,1 | 0,45 |
| | M+Rd | 31,4 | | | 162,4 | 162,4 | | 0,55 |
| 2 | M-Rd | -40,1 | | 40,1 | -257,2 | -257,2 | 450,9 | 0,47 |
| | M+Rd | 31,4 | | | 193,7 | 193,7 | | 0,53 |
| 1 | M-Rd | -40,0 | | 40,0 | -257,2 | -257,2 | 450,9 | 0,49 |
| | M+Rd | 22,8 | | | 193,7 | 193,7 | | 0,51 |

Tab. 20. Pilastro 10 , valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

| piano | My | Mx | N | | My | Mx | N | |
|---------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|--------|
| | [KNm] | [KNm] | [KN] | | [KNm] | [KNm] | [KN] | |
| 6 | 18,6 | 48,1 | -93,6 | -108,1 | 5,58 | 121,7 | -93,7 | -108,0 |
| 5 | 33,5 | 65,7 | -192,8 | -225,1 | 10,04 | 219,0 | -196,3 | -221,7 |
| 4 | 30,1 | 73,1 | -308,7 | -358,3 | 9,02 | 243,6 | -319,1 | -347,9 |
| 3 | 28,4 | 82,5 | -425,2 | -492,4 | 8,53 | 274,9 | -474,1 | -443,5 |
| 2 | 27,5 | 92,7 | -538,0 | -634,5 | 8,24 | 309,1 | -618,8 | -553,7 |
| 1 testa | 26,8 | 90,3 | -650,7 | -782,9 | 8,03 | 301,1 | -778,9 | -654,6 |
| 1 piede | 46,4 | 126,1 | | | 16,40 | 341,1 | | |

La Tab.20 presenta nella prima e quinta colonna (My ed Mx rispettivamente) i momenti calcolati mediante la gerarchia delle resistenze, ad eccezione dei valori al piede del primo ordine che sono valori di calcolo, tale criterio prevede che, con riferimento ad ogni nodo, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , che per strutture di classe di duttilità A vale 1.3. Si è inoltre tenuto conto solo della variazione di taglio di piano lungo l'altezza essendo i pilastri tutti uguali, nella ripartizione tra il pilastro al di sopra e al di sotto del nodo, si sono utilizzati i coefficienti presenti nell'ultima colonna della tab.19.

⁶ Le tabelle relative a questo paragrafo si trovano nel file Excel Analisi modale, foglio trave 2-10+pil10 e relativi collegamenti. I calcoli citati e non riportati si trovano nella cartella Armaturapilastri

Nelle altre colonne, riferite sempre al momento, sono stati inseriti i valori massimi tra il valore fornito dal calcolo e il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze; i valori di sforzo normale sono quelli forniti dal calcolo, che vengono utilizzati in valore assoluto nei calcoli eseguiti.

Il dimensionamento delle armature può essere effettuato separatamente per le due direzioni, i valori si possono ottenere sia mediante l'utilizzo dei domini M-N sia attraverso l'utilizzo di formule analitiche.

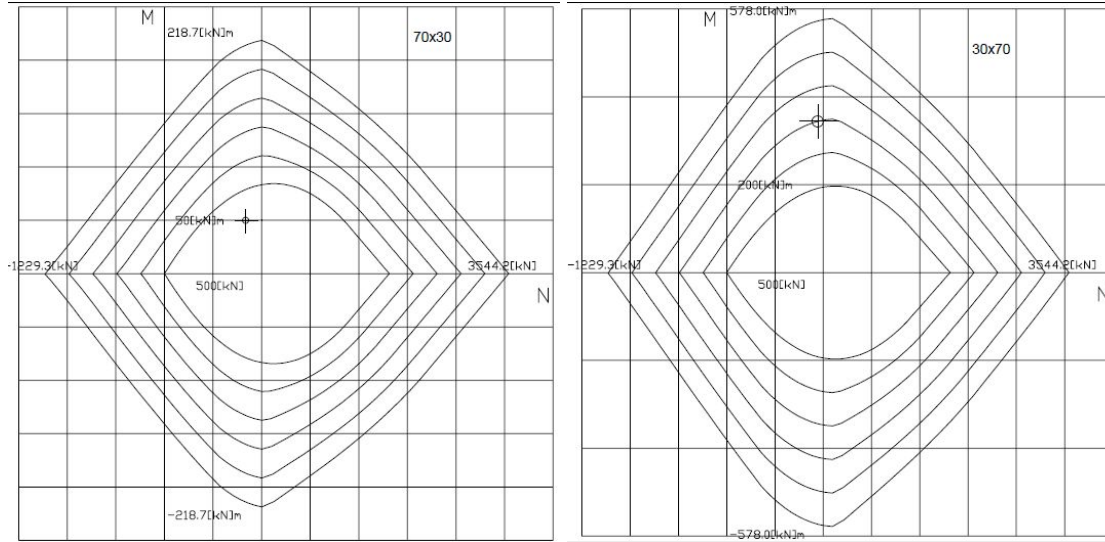


Fig. 21. Domini M-N per pressoflessione retta

La Fig.21 si riferisce al piede del pilastro del primo ordine, naturalmente questo dovrebbe essere fatto per tutti gli ordini, ma si è preferito riportare i risultati ottenuti con l'approccio analitico, le cui formule impiegate sono appresso riportate, ed utilizzare i domini come conferma di quanto fatto.

Innanzitutto si 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

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

dove il termine A_c indica l'area della sezione di calcestruzzo, h la sua altezza e c il copriferro di calcolo. Viene poi calcolato il valore di 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'armatura consentirà di portare la differenza tra il momento sollecitante M_{Ed} e l'aliquota portata dal calcestruzzo, l'area sul singolo lato è data dalla seguente formula

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

I risultati forniti dalle formule sono i seguenti

| | | | | | | |
|---------|--------|-----------------|--|------------|------------------|-----------------|
| Ac= | 2100 | cm ² | | | | |
| Ncmax= | 2975,7 | KN | | fcd= | 14,17 | MPa |
| Mcxmax= | 250,0 | KNm | | | | |
| Mcymax= | 107,1 | KNm | | | | |
| | | | | | sul singolo lato | |
| | | KNm | | | | cm ² |
| 6 | Mcx(N) | 31,7 | | lato corto | As= | 3,7 |
| | Mcy(N) | 13,6 | | lato lungo | As= | 0,6 |
| 5 | Mcx(N) | 64,0 | | lato corto | As= | 6,4 |
| | Mcy(N) | 27,0 | | lato lungo | As= | 0,8 |
| 4 | Mcx(N) | 99,2 | | lato corto | As= | 6,0 |
| | Mcy(N) | 41,3 | | lato lungo | As= | -1,3 |
| 3 | Mcx(N) | 138,4 | | lato corto | As= | 5,6 |
| | Mcy(N) | 54,3 | | lato lungo | As= | -3,0 |
| 2 | Mcx(N) | 169,7 | | lato corto | As= | 5,7 |
| | Mcy(N) | 65,5 | | lato lungo | As= | -4,4 |
| 1 | Mcx(N) | 198,3 | | lato corto | As= | 5,9 |
| | Mcy(N) | 75,4 | | lato lungo | As= | -3,4 |

Calc.2 Armatura necessaria per la sezione del pilastro

Sulla base di questi valori si sono disposte le barre di armatura, per il primo e secondo ordine si sono disposte 3 $\phi 20$ per ogni lato corto e 2 $\phi 14$ su ogni lato lungo, per tutti gli altri ordini si sono disposte 2 $\phi 20$ +1 $\phi 14$ su ogni lato corto e 2 $\phi 14$ su ogni lato lungo. L'armatura scelta è tale da essere almeno pari a 21cm^2 , cioè tale da non essere inferiore all'1% della sezione.

Fatto ciò si è proceduto verificando la sezione a pressoflessione deviata, la relazione di verifica è

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

Questa espressione è suggerita dalla normativa con un esponente α , il valore 1.5 utilizzato è basato su studi effettuati da uno degli autori del testo "Edifici antisismici in cemento armato", utilizzato come guida per la realizzazione di questo progetto.

Per il calcolo del momento resistente si sono utilizzati le relazioni che appresso sono riportate

$$M_{Rd} = (M_{c,max} - M_{s,max}) \left[1 - \left(\frac{0.48N_{c,max} - N_{Ed}}{0.48N_{c,max} + N_{s,max}} \right)^m \right], \quad N_{s,max} = 2(A_s + A_{s,sec})f_{yd},$$

$$M_{s,max} = (A_s + 0.4A_{s,sec})(h - 2c)f_{yd}, \quad m = 1 + \frac{1}{1 + \frac{2N_{s,max}}{N_{c,max}}}.$$

La seconda relazione permette di calcolare lo sforzo normale massimo, la terza il massimo momento flettente che può essere portato dalle armature. L'armatura secondaria presente in queste formule è quella disposta nei lati ortogonali a quelli in cui si dispone quella principale.

| I imp | flessione intorno al lato lungo | | | | | flessione intorno al lato corto | | | | |
|---------|---------------------------------|-----|--------|------|-----|---------------------------------|-------|---------------|------|-----|
| | As | | 3fi 20 | 9,42 | cm2 | As | | 2fi 14+2fi 20 | 9,36 | cm2 |
| | As sec | | 2fi 14 | 3,08 | cm2 | As sec | | 1fi 20 | 3,14 | cm2 |
| Ns max= | 978,3 | KN | | | | Ns max= | 978,3 | KN | | |
| Ms max= | 258,4 | KNm | | | | Ms max= | 91,4 | KNm | | |
| m= | 1,6 | | | | | m= | 1,6 | | | |
| Mrdx= | 426,0 | | | | | Mrdx= | 224,7 | | | |
| Mrdy= | 306,3 | | | | | Mrdy= | 166,1 | | | |
| | 0,729 | < | 1 | | | 0,568 | < | 1 | | |
| II imp | flessione intorno al lato lungo | | | | | flessione intorno al lato corto | | | | |
| | As | | 3fi 20 | 9,42 | cm2 | As | | 2fi 14+2fi 20 | 9,36 | cm2 |
| | As sec | | 2fi 14 | 3,08 | cm2 | As sec | | 1fi 20 | 3,14 | cm2 |
| Ns max= | 978,3 | KN | | | | Ns max= | 978,3 | KN | | |
| Ms max= | 258,4 | KNm | | | | Ms max= | 91,4 | KNm | | |
| m= | 1,6 | | | | | m= | 1,6 | | | |
| Mrdx= | 408,1 | | | | | Mrdx= | 196,5 | | | |
| Mrdy= | 293,4 | | | | | Mrdy= | 158,2 | | | |
| | 0,664 | < | 1 | | | 0,396 | < | 1 | | |

Calc.3 Verifica a pressoflessione deviata I e II impalcato

Come si evince dal Calc.3 le verifiche eseguite per i primi due ordini sono pienamente soddisfatte.

Quanto fatto per il pilastro 10 è stato ripetuto per altri pilastri di diverso tipo, in particolare è stato esaminato il pilastro 19 che è un pilastro perimetrale, il pilastro 27 che è d'angolo, i pilastri 14 e 17 in prossimità della scala, ciò ha consentito di assegnare ad ogni pilastro un'armatura adeguata, come riportato in Tab.21.

Tab. 21. Tabella dei pilastri

| ORDINE | | VI | V | IV | III | II | I | DALLA FONDAZIONE |
|----------|---------|----------|---|----|-----|----|----|------------------|
| PILASTRO | SEZIONE | ARMATURA | | | | | | |
| 1 | 70X30 | A | A | B1 | B1 | B1 | B1 | B1 |
| 2 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | C |
| 3 | 70X30 | A | A | B1 | B1 | B1 | B1 | B1 |
| 4 | 70X30 | A | A | A | B | B | B | B |
| 5 | 70X30 | A | A | B1 | B1 | B1 | B1 | B1 |
| 6 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | B |
| 7 | 70X30 | A | A | A | B | B | B | B |
| 8 | 70X30 | A | A | A | B | B | B | B |
| 9 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | B |
| 10 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | B |
| 11 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | C |
| 12 | 30X30 | D | D | D | D | D | D | D |
| 13 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | B |
| 14 | 70X30 | A | A | B1 | B1 | B1 | B1 | B1 |
| 15 | 70X30 | A | A | B1 | B1 | B1 | B1 | B1 |
| 16 | 30X30 | D | D | D | D | D | D | D |
| 17 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | B |
| 18 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | B |
| 19 | 70X30 | A | A | A | B | B | B | B |
| 20 | 70X30 | A | A | A | B | B | B | B |
| 21 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | B |
| 22 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | B |
| 23 | 70X30 | A | A | A | B | B | B | B |
| 24 | 70X30 | A | A | B1 | B1 | B1 | B1 | B1 |
| 25 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | C |
| 26 | 30X70 | A | A | A | B | B | B | C |
| 27 | 70X30 | A | A | B1 | B1 | B1 | B1 | B1 |

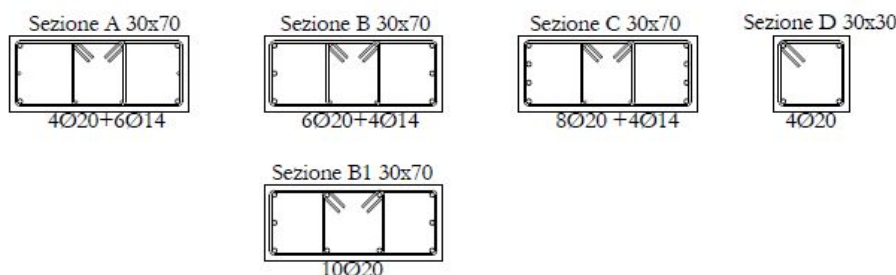


Fig. 22. Sezioni pilastri

Come mostra la fig.22 sono presenti alcune sezioni con armatura più forte rispetto ad altre.

Pilastri con armatura forte sono ad esempio i pilastri d'angolo, quali l'1, il 3, il 5, il 15, il 24 e il 27, si tratta di pilastri che assorbono elevate aliquote di sisma essendo nella direzione x elementi principali collegati a travi emergenti, anche nella direzione y presentano travi emergenti, col risultato che entrambe le direzioni sono ben armate. Analogo è il discorso per il pilastro 14 in prossimità della scala.

I pilastri 2, 11, 25 e 26 sono pilastri di coltello con travi emergenti, il momento da sisma sollecitante il lato corto, più armato, è elevato essendo tale elemento principale e perimetrale, quindi sforzi normali non elevati e momenti flettenti invece più alti.

Pilastri: armatura a taglio⁷

La verifica della sezione ed il progetto dell'armatura a taglio sono stati fatti con le relazioni già impiegate per le travi. Anche in questo caso le prescrizioni fornite dalla normativa sono legate alla zona critica, che per strutture di CD A, e per la sezione in questione è proprio uguale all'altezza, e cioè 70 cm. Seguendo quanto indicato nell'NTC al passo 7.6.4.1.2, si è quindi deciso di disporre nella zona centrale un passo pari alla metà del lato corto, e quindi di 15 cm e nella zona critica un passo pari a sei volte il diametro minimo impiegato e cioè 8.4 cm, il passo 10 presente in tabella 22 deriva sempre dalla prescrizione di normativa, cioè 1/3 del lato minore.

La tab. 22 mostra i valori di taglio resistente calcolati per diversi valori di $\cot\theta$, che si ottengono facendo variare il passo, tali valori secondo quanto previsto dalla normativa si devono trovare nel seguente intervallo

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5 \text{ (formula 4.1.16 NTC2008)}$$

Tab. 22. Pilastro 10, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

| Sezione 30x 70 | | | | sezione 70x30 | | | |
|----------------|-----|----------|---------|---------------|----------|----------|---------|
| staffe | | cot teta | VRd[KN] | staffe | | cot teta | VRd[KN] |
| fi 8 / | 8,4 | 1,89 | 522,3 | fi 8 / | 8,4 br 4 | 2,08 | 453,3 |
| fi 8 / | 10 | 2,11 | 489,3 | fi 8 / | 10 br 4 | 2,31 | 423,1 |
| fi 8 / | 15 | 2,50 | 387,4 | fi 8 / | 15br 4 | 2,50 | 305,2 |

⁷ La tabella relativo a questo paragrafo si trova nel file Excel Analisi modale, foglio trave 2-10+pil10 e relativi collegamenti

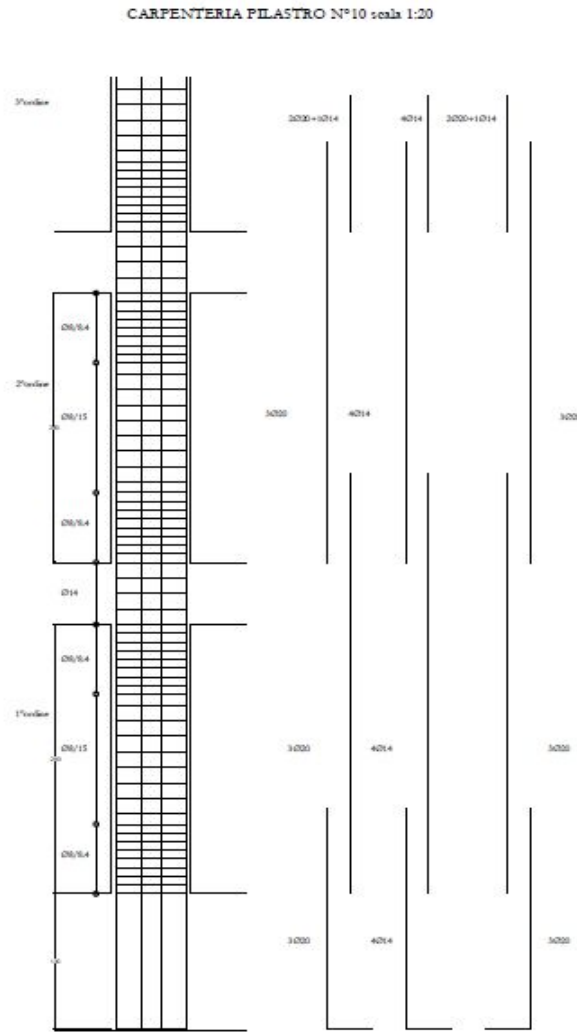


Fig. 23. Armatura pilastro 10

Nodo trave-pilastro ⁸

I nodi più preoccupanti sono quelli d'angolo e perimetrali, quindi per lo studio del nodo ci si è riferiti al pilastro 1 e si è preso in considerazione il secondo ordine per il quale si è riscontrata la situazione più gravosa, il calcolo è stato infatti eseguito per tutti gli ordini. Si è calcolato il taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c ;$$

si deve verificare che tale valore sia minore del taglio limite per la resistenza a compressione

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} ;$$

si verifica infine che il taglio nel nucleo sia minore del taglio limite per la resistenza a trazione.

⁸ Le tabelle e i calcoli relativi e questo paragrafo si trovano nella cartella *Armaturapilastr*, file *Excel Pilastro 1 calcoli*, foglio *NO-DO*

$$V_{jbd} \leq f_{ctd} b_j h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N_c}{f_{ctd} b_j h_{jc}}}$$

Il termine v_d indica la tensione normalizzata alla resistenza del calcestruzzo ed è dato da $v_d = \sigma / f_{cd}$, $\sigma = N_c / b_j h_{jc}$ ed $\eta = 0.48(1 - \frac{f_{ck}}{250})$, b_j è la maggiore tra la larghezza del pilastro e la larghezza della trave e h_{jc} è la distanza tra le armature estreme del pilastro.

| ordine | V | N | | | area arm | Vjbd | eta | bj | hjc | sigma | nid | bj | hjc |
|--|---------|--------|--------|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|-----|------|--------|-------|----|-----|
| 2 | 95,7868 | 129,8 | As,sup | 1φ14+4φ20 | 14,11 | 582,0 | 0,432 | 0,3 | 0,62 | 212,9 | 0,015 | 30 | 62 |
| | | -953,7 | As,inf | 2φ14+3φ20 | 12,5 | 506,4 | | | | 3702,4 | 0,261 | | |
| Taglio limite per la resistenza a compressione | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | 1118,613 | KN | | | | | | |
| Taglio limite per la resistenza a trazione | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | 242,2 | KN | | | | | | |
| | | | | | h _{jw} | tao | | | | | | | |
| | | | | | 0,52 | 3,129 | | | | | | | |
| | | | | | | 2,723 | | | | | | | |
| Area totale delle staffe | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | A _{sh} | | | | | | | |
| | | | | | | 16,1 | cm ² | | | | | | |

Calc.4 Resistenza limite a trazione e a compressione e area delle staffe

Come si può osservare dal precedente calcolo la verifica a trazione non è soddisfatta, è stato quindi necessario calcolare l'area delle staffe da disporre nel nodo, e si è utilizzata la formula che segue

$$A_{sh} \geq \left[\frac{\left(\frac{V_{jbd}}{b_j h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \right] \frac{b_j h_{jw}}{f_{yd}}$$

L'area di staffe ottenuta è pari a 16 cm^2 , quindi si è deciso di disporre due coppie di ferri di parete, una nella trave e una in prossimità del nodo arrivando così a 6.16 cm^2 . La staffatura nel nodo viene realizzata mettendo 3 staffe $\phi 14$ a due braccia arrivando così a 9.24 cm^2 , raggiungendo così il valore richiesto.

Considerazioni sull'impalcato

La rigidezza e la resistenza di un impalcato sono legati alle sue modalità di realizzazione, in Italia si è soliti avere solai alleggeriti con laterizi che prevedono una soletta di spessore adeguato e ben armata. Gioca un ruolo importante anche la forma dell'edificio, infatti una forma compatta sicuramente garantisce una certa rigidezza d'impalcato; per valutare la forma dell'edificio è necessario escludere tutti gli elementi, visibili in pianta, ma che non si trovano alla stessa quota dell'impalcato, quale è il caso delle scale; inoltre la presenza di restringimenti eccessivi può compromettere la rigidezza richiesta.

Per quanto riguarda l'edificio in questione, non sono state eseguite verifiche di rigidezza e resistenza dell'impalcato, infatti dall'osservazione della pianta si può notare che, pur essendo la forma irregolare, non sono presenti restringimenti tali da richiedere verifiche.

Si può affermare quindi che gli orizzontamenti sono sufficientemente rigidi da portare in maniera adeguata sia azioni orizzontali che verticali.