

## Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

*Commento: aggiungo al testo dei commenti, soprattutto per evidenziare possibili alternative nel modo di procedere. Ovviamente in una vera relazione questi commenti non ci saranno. Tutti i commenti sono scritti con lo stile "Commento", ovvero con carattere diverso e in colore blu, come queste righe. Se si vogliono fare scomparire tutti i commenti basta modificare le caratteristiche dello stile "Commento", assegnando come formato carattere "nascosto".*

*Questa relazione mira principalmente a soddisfare le richieste del capitolo 10 delle NTC08, ma è sviluppata anche seguendo le indicazioni dell'atto di indirizzo n. 1373, 26/9/2011, della Regione Emilia Romagna. Sono quindi espressamente richiamati gli elementi elencati nell'allegato B, punto B.2.2. L'ordine in cui essi sono disposti non coincide però con quello indicato nel punto citato, perché si è preferito seguire l'ordine dello sviluppo progettuale.*

### Normativa di riferimento

(voce c del punto B.2.2 dell'atto di indirizzo n. 1373 della Regione Emilia Romagna)

*c) normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati, tra cui le eventuali prescrizioni sismiche contenute negli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica.*

La progettazione degli elementi strutturali dell'edificio è stata eseguita in conformità alle norme tecniche vigenti:

- D.M. 14/1/2008, Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 2/2/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Si sono inoltre tenute in considerazione, ove non in contrasto con le norme su indicate, le prescrizioni delle corrispondenti norme europee ed in particolare:

- EN 1992-1-1, Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- EN 1998-1, Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

### Contesto edilizio e caratteristiche del sito

(voci a, d del punto B.2.2)

*a) descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento e con l'indicazione, per entrambe le tematiche, di eventuali problematiche riscontrate e delle soluzioni ipotizzate, tenuto conto anche delle indicazioni degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica.*

*d) definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito (vita nominale -  $V_N$ , classe d'uso, periodo di riferimento -  $V_R$ , categoria del sottosuolo, categoria topografica, amplificazione topografica, zona sismica del sito, coordinate geografiche del sito), delle azioni considerate sulla costruzione e degli eventuali scenari di azioni eccezionali.*

L'edificio in progetto è sito a xxxxxx in via xxxxxx (latitudine xxxxxx, longitudine xxxxxx) e si inserisce in un contesto urbano prevalentemente costituito da edifici con volumetria e destinazione d'uso analoga a quella dell'edificio in progetto. L'edificio è destinato ad uso abitativo. Per esso si prevedono la vita nominale  $V_N$ , la classe d'uso ed il periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica riportati nella tabella che segue.

Tab. 1. Vita nominale  $V_N$ , classe d'uso, periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica

vita nominale $V_N$	50 anni
classe d'uso	II (costruzione il cui uso prevede normale affollamento)
periodo di riferimento $V_R$ per l'azione sismica	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. 2. Parametri che individuano la sismicità della zona

$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$
30	0.061	2.360	0.280
50	0.082	2.316	0.292
475	0.250	2.410	0.360
975	0.339	2.445	0.383

Le caratteristiche del suolo su cui l'edificio deve sorgere sono descritte in dettaglio nella relazione geotecnica (Allegato A). Per tali caratteristiche esso può essere classificato, ai fini sismici, come suolo di categoria C. L'edificio è sito in una zona pianeggiante ed appartiene quindi alla categoria topografica T1, per la quale il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  vale 1.

Sulla base dei valori innanzi mostrati 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, categoria topografica T1, riportati nella tabella che segue.

Tab. 3. Parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico

Stato limite	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	1.500	0.153	0.460	1.928
SLV	1.339	0.177	0.530	2.600

Nella figura che segue sono riportati i due spettri di risposta elastica, per SLD e SLV. Il valore massimo dell'accelerazione, nel tratto compreso tra  $T_B$  e  $T_C$ , è pari rispettivamente a 0.806 g per SLV e 0.285 g per SLD.

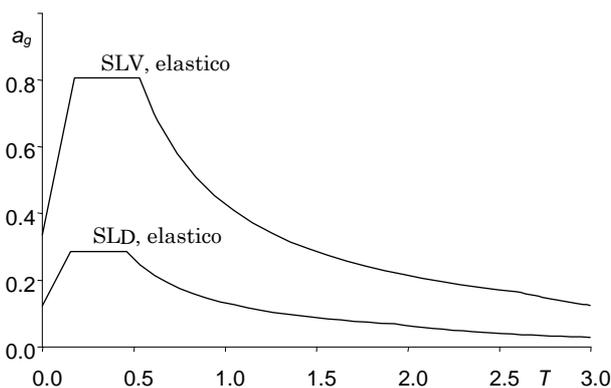


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

## Materiali utilizzati

(voce *e* del punto B.2.2)

*e) descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati.*

La struttura è realizzata interamente in opera, senza uso di elementi prefabbricati. I materiali strutturali previsti sono:

- Calcestruzzo di classe C28/35; tale calcestruzzo è stato scelto per garantire una buona durabilità strutturale. Ai fini del calcolo si è però preferito far riferimento ad un calcestruzzo di classe

C25/30; essendo il coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_c = 1.5$  ed il coefficiente  $\alpha_{cc} = 0.85$ , si è utilizzato quindi un valore di calcolo della resistenza a compressione  $f_{cd} = 14.2$  MPa.

- Acciaio Fe450C. Essendo il coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_s = 1.15$ , si è quindi utilizzato un valore di calcolo della resistenza a snervamento  $f_{yd} = 391.3$  MPa.

### Descrizione dell'edificio

*Questa descrizione non è espressamente richiesta, ma è preliminare alla descrizione generale della struttura secondo la voce b del punto B.2.2, richiamata più avanti.*

*Le piante architettoniche e le sezioni sono qui riportate come figura. In alternativa è possibile richiamare le corrispondenti tavole del progetto.*

L'edificio è costituito da un piano interrato, un piano terra e tre piani in elevazione e quindi da un totale di cinque impalcati. La pianta ha una forma a L, 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 dei diversi piani e la sezione dell'edificio.

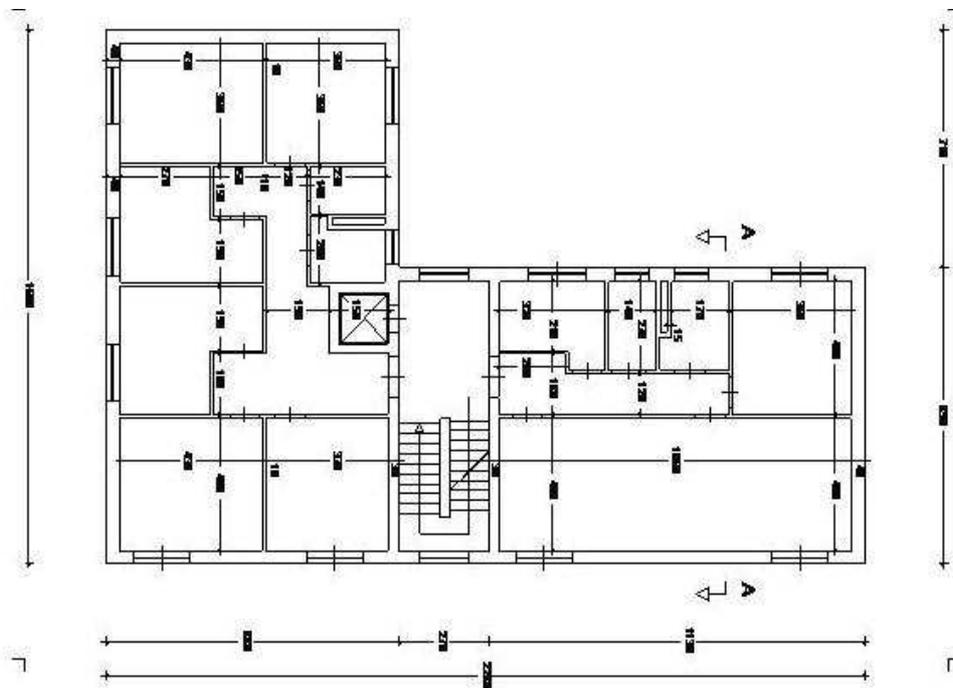


Fig. 2. Pianta piano terra



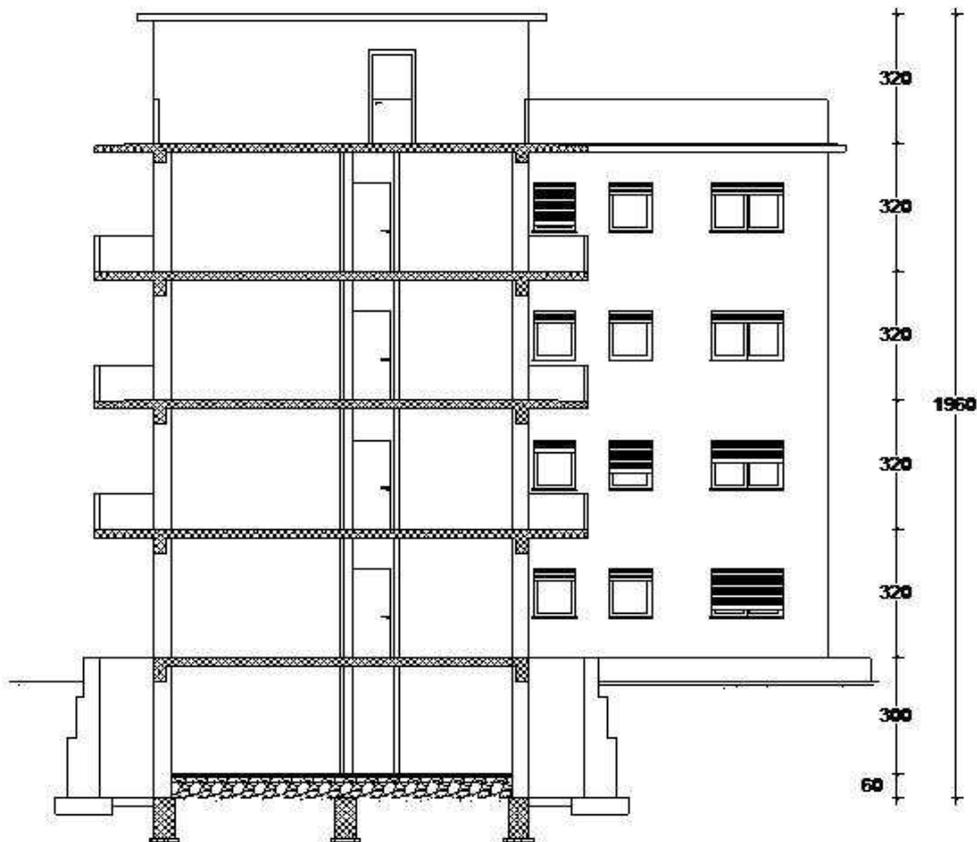


Fig. 5. Sezione

## Struttura dell'edificio

(voce *b* del punto B.2.2)

*b) descrizione generale della struttura, sia in elevazione che in fondazione, e della tipologia di intervento, con indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, e dei vincoli imposti dal progetto architettonico.*

*Nota 1: la voce b è generale, includendo aspetti che hanno senso più per un intervento su edificio esistente che per una nuova costruzione. La destinazione d'uso, citata nel punto, è già stata indicata nel paragrafo "Contesto edilizio e caratteristiche del sito" perché indispensabile ai fini della valutazione della pericolosità sismica del sito, che si è preferito indicare all'inizio.*

*Nota 2: in questa parte si riporta una descrizione della struttura, rinviando i commenti al paragrafo successivo.*

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, nemmeno nel piano interrato. In esso infatti i muri di sostegno del terreno sono collegati alla fondazione ma indipendenti dalla struttura intelaiata. Anche il vano ascensore è racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato.

Nella figura che segue è riportata la carpenteria del piano tipo. La carpenteria del primo impalcato è analoga, con la sola assenza degli sbalzi. La carpenteria di copertura è analoga a quella del piano tipo, inclusi i balconi e con l'aggiunta di un cornicione. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 9, 10, 16, 17, 23 e 24.

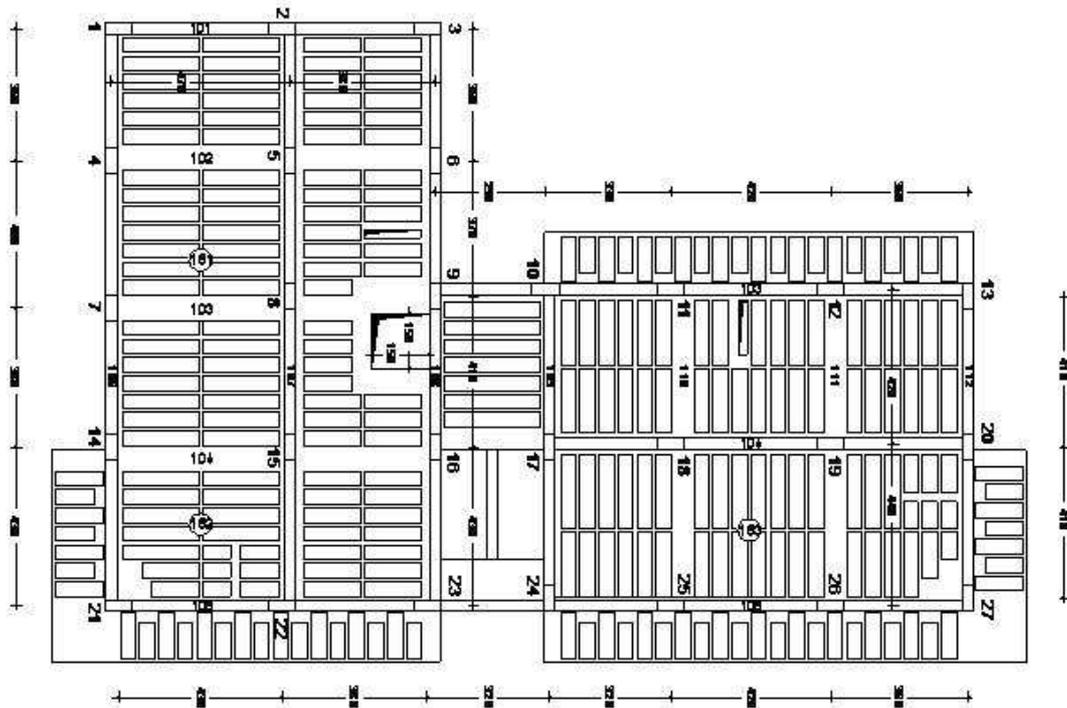


Fig. 6. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri hanno tutti sezione  $30 \times 70$ , ad eccezione dei pilastri 13, 20 e 27 che hanno sezione  $30 \times 90$ . I pilastri mantengono la stessa sezione a tutti i piani. Solo in corrispondenza del torrino scale i pilastri hanno sezione  $30 \times 50$ . Le travi emergenti hanno in genere sezione  $30 \times 60$  ai primi quattro impalcati e  $30 \times 50$  al quinto impalcato e nella copertura del torrino scale. Solo la trave che collega i pilastri 13, 20 e 27 ha sezione maggiore,  $30 \times 70$  ai primi quattro impalcati e  $30 \times 60$  al quinto. Le travi a spessore hanno tutte sezione  $60 \times 24$ .

*Le dimensioni delle sezioni di pilastri e travi sono state scelte sulla base di ragionamenti preliminari che non sono qui riportati, essendo questa una relazione conclusiva del lavoro progettuale. Le considerazioni più avanti riportate, come esame visivo della struttura e previsione numerica del suo comportamento, sono state alla base delle scelte che hanno portato alle sezioni qui elencate.*

Tab. 4. Sezione di pilastri e travi emergenti

piano	pilastri	pilastri 13-20-27	travi emergenti	trave 13-20-27
torrino	$30 \times 50$		$30 \times 50$	
5	$30 \times 70$	$30 \times 90$	$30 \times 50$	$30 \times 60$
4	$30 \times 70$	$30 \times 90$	$30 \times 60$	$30 \times 70$
3	$30 \times 70$	$30 \times 90$	$30 \times 60$	$30 \times 70$
2	$30 \times 70$	$30 \times 90$	$30 \times 60$	$30 \times 70$
1	$30 \times 70$	$30 \times 90$	$30 \times 60$	$30 \times 70$

La scala è realizzata con una soletta rampante. 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.

Le fondazioni sono realizzate con un reticolo di travi rovesce, come mostrato nella figura che segue. La sezione della trave ha un'altezza totale di 120 cm; l'anima è larga 40 cm e l'ala è larga 120 cm ed alta 40 cm. La soletta di fondazione è larga 150 cm.

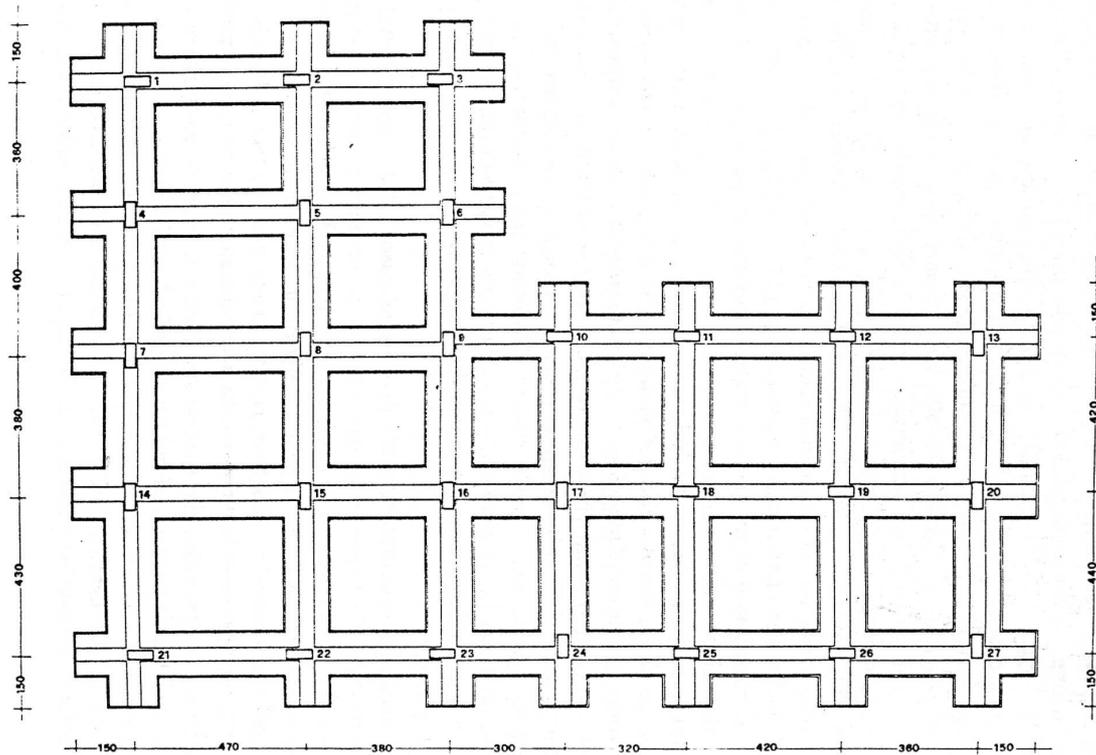


Fig. 7. Pianta delle fondazioni

## Esame visivo della struttura

(voce *b* del punto B.2.2)

*Queste indicazioni rientrano nella voce b del punto B.2.2, ma sono state riportate a parte perché costituiscono una valutazione soggettiva da parte del progettista.*

*Il primo punto, per poter esprimere un giudizio di validazione della struttura, consiste nell'esame visivo della struttura, ovvero:*

- *individuazione degli elementi principali: analisi della loro distribuzione in pianta; giudizio sul comportamento nelle due direzioni e sul comportamento rotazionale; analisi della loro distribuzione in altezza;*
- *individuazione di possibili debolezze o irregolarità: l'impalcato è compatto e rigido? le fondazioni sono adeguate? gli elementi non strutturali (tamponature, ecc.) sono di aiuto o irrilevanti, oppure danno problemi?*

La forma a L della pianta non presenta assi di simmetria e richiede quindi una maggiore attenzione alla distribuzione planimetrica degli elementi strutturali. Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.

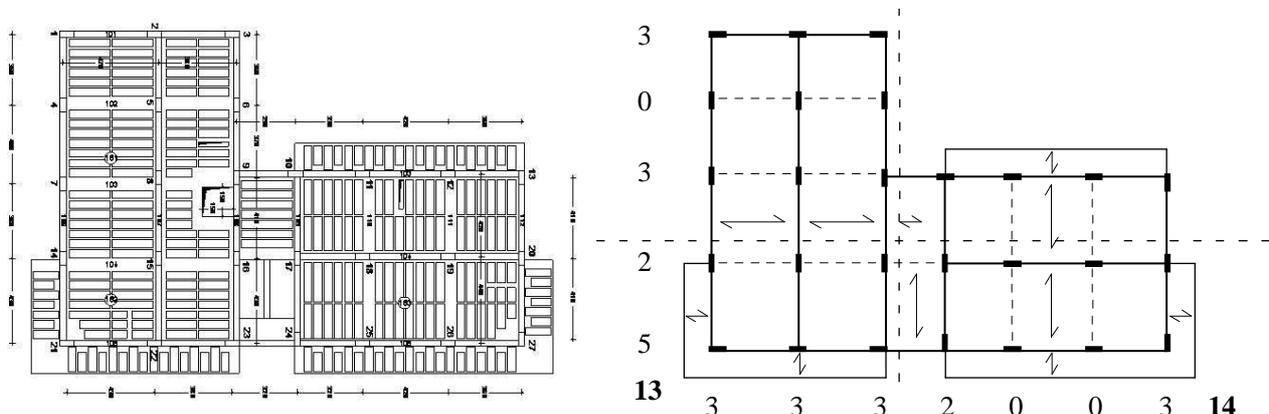


Fig. 8. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

È noto che i pilastri, di forma rettangolare, danno un rilevante contributo all'assorbimento dell'azione sismica nella direzione in cui la sezione si presenta di coltello e quindi di maggiore rigidità, purché 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, data la presenza di numerose travi emergenti.

*La rigidità dei pilastri dipende principalmente dalla loro sezione e quindi dal fatto di essere disposti di coltello oppure di piatto rispetto alla direzione del sisma. Le travi influiscono però in maniera molto rilevante sulla rigidità dei pilastri. Per avere una sufficiente rigidità il pilastro deve essere vincolato almeno da una trave emergente (di sezione comparabile con quella del pilastro). In prima approssimazione si possono quindi prendere in considerazione tutti (e solo) i pilastri di coltello con almeno una trave emergente. In alcuni casi potrà però essere più utile differenziare i pilastri, per tener conto del fatto che un pilastro con due travi emergenti è più rigido di un pilastro con una sola trave emergente. Particolare attenzione deve essere prestata nel caso di edificio con tutte le travi a spessore, perché in questo caso la distinzione tra pilastri di coltello e pilastri di piatto tende a perdersi, a causa del diverso irrigidimento fornito dalle travi.*

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

Dei 27 pilastri, 13 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con  $x$ ) e 14 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (che si indica con  $y$ ). Visto il numero di pilastri rigidi e di travi emergenti presenti nelle due direzioni e tenendo conto del fatto che tutti i pilastri (tranne tre) hanno la stessa sezione, la rigidità della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni, anche se leggermente maggiore nella direzione  $y$ .

*Nel caso in cui in una direzione vi sia un numero di travi emergenti molto più basso che nell'altra, la rigidità in quella direzione risulta minore anche se il numero di pilastri fosse lo stesso.*

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 ed il loro baricentro è, a occhio, non distante dall'asse baricentrico. Meno bilanciata appare invece la distribuzione rispetto alla direzione  $y$ , perché 9 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e solo 5 a destra. Di questi, però, tre hanno sezione maggiore degli altri e ciò almeno in parte compensa il loro minor numero. Occorre però controllare se il baricentro dei pilastri (pesandone il contributo in funzione della rigidità) è in prossimità del baricentro delle masse o se invece ricade a sinistra di esso, cioè se la parte destra risulta meno rigida della sinistra. Questo aspetto è stato successivamente valutato con attenzione nell'esaminare i risultati del calcolo.

*La valutazione "a occhio" sopra riportata è in genere sufficiente. È anche possibile valutare (con le formule citate più avanti) la rigidità di ciascun pilastro, tenendo conto delle travi che lo vincolano, e quindi calcolare il baricentro di tali rigidità. In questo modo si ha una indicazione più precisa sul bilanciamento delle rigidità (ma comunque non certa, perché la rigidità è sempre stimata in maniera approssimata). Un calcolo del genere richiede però un certo onere computazionale, che può essere necessario solo in casi particolari.*

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, né cambi repentini di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. La sezione dei pilastri si mantiene addirittura costante, a parte la riduzione (in verità un po' brusca ma comunque accettabile) in corrispondenza del torrino scale. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, essendo costante a più piani e riducendosi solo al quinto impalcato e al torrino.

L'impalcato, nonostante la forma a L, 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 rigidità nei confronti di possibili deformazioni "flessionali" dell'impalcato.

Il reticolo di travi di fondazione collega adeguatamente tra loro tutti i pilastri, impedendone spostamenti relativi. La sezione della trave di fondazione è dotata di un momento d'inerzia nettamente maggiore di quello delle travi e dei pilastri. Eventuali cedimenti differenziali del terreno non provocheranno quindi effetti rilevanti sulla struttura in elevazione. La rigidità della trave di fondazione è inoltre tale da consentire di ipotizzare un vincolo rigido (incastro) al piede dei pilastri.

Le pareti di tamponamento, distribuite abbastanza uniformemente lungo il perimetro dell'edificio e intorno alla zona scala, non sono particolarmente rigide. 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.

## Criteri generali di progettazione e modellazione

(voce  $f$  del punto B.2.2)

*Nota: vengono riportati in questo paragrafo i criteri generali di progettazione ed alcune indicazioni sulla modellazione. Indicazioni più dettagliate sulla modellazione sono riportate nel paragrafo "Programma di calcolo e modellazione della struttura".*

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. L'esame visivo della struttura consente di affermare con certezza che essa sia regolare in altezza, visto che masse e sezione degli elementi strutturali variano molto poco tra un piano e l'altro. Per quanto riguarda la regolarità in pianta, ai fini della valutazione del fattore di struttura un edificio deve essere considerato regolare in pianta se presenta un comportamento sostanzialmente bilanciato. Ciò è quanto si è cercato di fare nell'organizzare la struttura e verrà confermato più avanti dall'esame dei risultati. È quindi possibile utilizzare un valore del fattore di struttura  $q$  pari a  $4.5 \times 1.3 = 5.85$ .

La verifica della struttura è effettuata con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV ed allo stato limite di danno SLD. I relativi spettri di progetto sono riportati nella figura che segue.

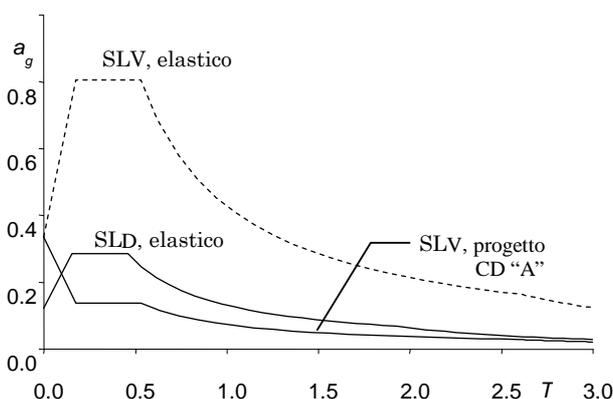


Fig. 9. Spettri di progetto nel sito in esame, per suolo C, relativi a SLV (con  $q=5.85$ ) e SLD

La struttura è costituita da un unico corpo di fabbrica ed è, da tutti i lati, lontana da altri edifici. Non è quindi necessario prendere in esame problemi di martellamento o discutere dell'ampiezza di giunti.

L'esame visivo della struttura mostra che la fondazione è notevolmente rigida rispetto alla struttura intelaiata, che può quindi essere considerata come vincolata al piede mediante incastrati. L'impalcato non presenta particolari debolezze e può quindi essere considerato come infinitamente rigido nel suo piano. Le tamponature sono ben distribuite, sia in pianta che lungo l'altezza dell'edificio, e non sono particolarmente rigide; è quindi possibile non inserirle nel modello struttu-

rale. Queste ipotesi vengono comunque confermate successivamente, dall'esame dei risultati del calcolo o da specifiche considerazioni.

### Previsione numerica del comportamento della struttura

(voce *j* del punto B.2.2)

*Ai fini del giudizio motivato di accettabilità dei risultati, espressamente richiesto al punto 10.2 delle NTC08 ed alla voce *j* del punto B.2.2 dell'atto di indirizzo n. 1373 della Regione Emilia Romagna, è necessario effettuare una previsione numerica del comportamento della struttura. Ciò consente sia di esprimere immediatamente un giudizio sulla accettabilità delle sezioni previste che di fare un successivo confronto con i risultati forniti dal calcolo, evidenziando eventuali discordanze che possono essere segno di errori commessi. Il lavoro di previsione può essere così articolato:*

- *stima delle masse; stima delle rigidità; stima del periodo fondamentale; valutazione delle forze con analisi statica;*
- *ripartizione delle forze tra gli elementi verticali; previsione di taglio e momento nei pilastri (o pareti); previsione del momento nelle travi; previsione degli spostamenti;*
- *stima dell'effetto dell'eccentricità accidentale e della contemporanea presenza delle due componenti del sisma.*

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. Come detto in precedenza, la struttura è vista come un telaio spaziale dotato di impalcato infinitamente rigido nel suo piano, incastrato al piede.

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<sup>2</sup> per tutti gli impalcati, tranne che per copertura e torrino per i quali si è utilizzato il valore 9 kN/m<sup>2</sup>. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

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

piano	area [m <sup>2</sup> ]	peso unitario [kN/m <sup>2</sup> ]	peso totale <i>W</i> [kN]
5 + torrino	379.9	9.0	3419
4	323.5	10.0	3235
3	323.5	10.0	3235
2	323.5	10.0	3235
1	263.2	10.0	2632
Totale			15756

*In alternativa, si possono utilizzare le masse valutate con una analisi dettagliata degli elementi presenti a ciascun livello, oppure utilizzare i valori delle masse determinati dal programma di calcolo. In tal caso è opportuno calcolare a ciascun piano il rapporto tra peso ed area. Il valore ottenuto dovrebbe rientrare, nel caso di un edificio in cemento armato, nell'intervallo 8-11 kN/m<sup>2</sup>. Valori minori o maggiori richiedono un approfondimento, perché spesso sono segno di errore.*

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611 \text{ s}$$

Tale valore è maggiore di  $T_C$  (che vale 0.530 s per SLV) e si è quindi nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a  $T$ . Quindi l'ordinata spettrale per SLV è, per lo spettro di risposta elastica

$$S_e = 0.806 \times 0.530 / 0.611 = 0.699 \text{ g}$$

e per quello di progetto

$$S_d = 0.699 / 5.85 = 0.119 g$$

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

Tab. 6. Forze di piano valutate per analisi statica

Forze orizzontali		duttilità	alta		Se	0.699	q	5.85
					Sd	0.119		
piano	W	z	Wz	Fi	Vi			
5 + torrino	3419	16.40	56072	549.6	549.6	kN		
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2	kN		
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3	kN		
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9	kN		
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8	kN		
Totale	15756		162597	1593.8				
Fh	1593.7							

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

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

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 xx della relazione di calcolo. Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente per la direzione  $x$  e quella  $y$ .

Tab. 7. Riepilogo rigidezze di piano

piano	direzione $x$	direzione $y$
5	384.27	463.14
4, 3, 2	472.72	571.40
1	511.83	637.88

*In alternativa, si sarebbe potuto valutare la rigidezza di ciascun pilastro con l'espressione*

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

*Sommando le rigidezze dei singoli pilastri si ottiene la rigidezza di piano della struttura. Questo procedimento è più efficace rispetto alla stima globale che è stata qui fatta, ma comporta un maggior onere computazionale, che può essere necessario solo in casi particolari.*

Le rigidezze variano con regolarità lungo l'altezza, confermando il giudizio di regolarità in altezza espresso in seguito all'esame visivo della struttura. Utilizzando questi valori delle rigidezze,

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

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione x

Forze orizzontali		Sd		0.119		Fh		1593.7	
piano	W	z	Wz	Fi	Vi [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]	
5 + torino	3419	16.40	56072	549.6	549.6	384.27	1.43	12.49	
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2	472.72	2.05	11.06	
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3	472.72	2.72	9.01	
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9	472.72	3.18	6.29	
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8	511.83	3.11	3.11	
Totale	15756		162597	1593.8					

Tab. 9. Spostamenti di piano – direzione y

Forze orizzontali		Sd		0.119		Fh		1593.7	
piano	W	z	Wz	Fi	Vi [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]	
5 + torino	3419	16.40	56072	549.6	549.6	463.14	1.19	10.26	
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2	571.40	1.69	9.07	
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3	571.40	2.25	7.37	
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9	571.40	2.63	5.13	
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8	637.88	2.50	2.50	
Totale	15756		162597	1593.8					

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh (vedi tabella che segue). Il periodo trovato per la direzione x è abbastanza vicino a quello stimato con la formula di normativa (0.582 s anziché 0.611 s). Nella direzione y, più rigida, il periodo si riduce di un 15% circa e conseguentemente aumenteranno le azioni sulla struttura. Poiché la differenza è modesta, nel seguito il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza (cioè corrispondenti al periodo 0.611 s); al termine del calcolo si è però tenuto conto del possibile incremento, per formulare in maniera più affidabile il giudizio sulla accettabilità delle sezioni scelte.

Tab. 10. Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh

direzione x				
piano	u [mm]	m [t]	m u <sup>2</sup>	F u
5 + torino	12.49	348.5	54.3	6862
4	11.06	329.8	40.3	4628
3	9.01	329.8	26.8	2856
2	6.29	329.8	13.0	1356
1	3.11	268.3	2.6	289
Totale			137.0	15992
		T	0.582	s
direzione y				
piano	u [mm]	m [t]	m u <sup>2</sup>	F u
5 + torino	10.26	348.5	36.7	5637
4	9.07	329.8	27.1	3796
3	7.37	329.8	17.9	2339
2	5.13	329.8	8.7	1105
1	2.50	268.3	1.7	232
Totale			92.1	13109
		T	0.527	s

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

- in direzione  $x$ , 13 pilastri 30×70 e 15 travi 30×60 (o 30×50 al 5° impalcato);
- in direzione  $y$ , 11 pilastri 30×70 e 3 pilastri 30×90, nonché 14 travi 30×60 (30×50 al 5° impalcato) e 2 travi 30×70 (30×60 al 5° impalcato); poiché i pilastri 30×90 hanno un momento d'inerzia che è poco più del doppio rispetto ai 30×70, si è assunto che ciascuno di essi valga quanto 2 pilastri 30×70 ed è quindi come se vi fossero 17 pilastri 30×70.

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, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidità della trave di fondazione). Infine, il momento flettente nelle travi è stato stimato con riferimento all'equilibrio di un nodo a quattro vie e quindi come media tra il momento al piede del pilastro superiore e del momento in testa al pilastro inferiore. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

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

numero pilastri	13					
piano	$h_i$	$F_i$	$V_i$	$V_{pil}$	$M_{pil}$	$M_{tra}$
5 + torrino	3.20	549.6	549.6	42.3	67.6	33.8
4	3.20	418.6	968.2	74.5	119.2	93.4
3	3.20	317.1	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	3.20	215.6	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	3.60	92.9	1593.8	122.6	176.5	180.6
1 piede					264.8	

*Una valutazione più precisa poteva essere fatta, se si fossero valutate le rigidità dei singoli pilastri, ripartendo il taglio in base a tale rigidità. In questo caso anche i momenti flettenti nelle travi potevano essere valutati, dalla condizione di equilibrio, considerando se nel pilastro convergono due travi emergenti oppure una sola. La maggior precisione che si può così ottenere può essere utile in casi particolari, ma in genere il maggior onere computazionale richiesto rende preferibile l'analisi semplificata che qui si è effettuata.*

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  $y$  ci si deve aspettare valori minori, essendo l'azione ripartita tra 17 pilastri equivalenti. I valori dovrebbero essere quindi i 13/17 (cioè circa il 75%) di quelli sopra indicati. Per travi e pilastri del telaio 27-20-13 i valori saranno maggiorati del doppio di 13/17 rispetto a quelli sopra calcolati, cioè saranno maggiori di circa il 50%. La differenza di periodo, evidenziata dalla formula di Rayleigh, porterebbe ad un ulteriore incremento di circa il 15% e quindi a valori rispettivamente pari all'85% di quelli in direzione  $x$  per travi e pilastri standard e maggiorati del 70% per travi e pilastri del telaio 27-20-13.

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. Valori dettagliati sono riportati nel capitolo xx della relazione di calcolo. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 97 kNm e 58 kNm, con riferimento ad una campata lunga

4.20 m. Per la trave a spessore più caricata, lunga 3.00 m, si ha invece un carico massimo di 40 kN/m in assenza di sisma e 24 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 36 kNm e 22 kNm.

Una verifica di massima della trave emergente 30×60 più sollecitata può essere fatta sommando l'effetto del sisma ( $1.2 \times 180.6 = 216.7$  kNm) a quello dei carichi verticali (58 kNm), ottenendo circa 275 kNm, valore accettabile per tale sezione. Per la trave 30×70 in direzione y si può invece assumere un effetto del sisma incrementato del 70%, arrivando così ad un momento totale di 425 kNm, valore accettabile per tale sezione.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 380 kN a 1050 kN per i carichi in condizioni sismiche. Valori dettagliati sono riportati nel capitolo xx della relazione di calcolo. Sarebbe in generale utile stimare anche la variazione di sforzo normale indotta dal sisma, ma si è ritenuto non necessario in questo caso effettuare una stima accurata. Considerando per il pilastro 30×70 un momento massimo pari a  $1.2 \times 264.8 \approx 320$  kNm, la figura che segue mostra che sono necessari 3Ø20 sul lato corto, valore pienamente accettabile. Analogamente, considerando per il pilastro 30×90 un momento massimo maggiore del 70%, ovvero circa 540 kNm, la figura che segue mostra che sono necessari 4Ø20 sul lato corto, valore accettabile. La variazione di sforzo normale dovuta al sisma, se non particolarmente elevata, non cambia il giudizio sui pilastri.

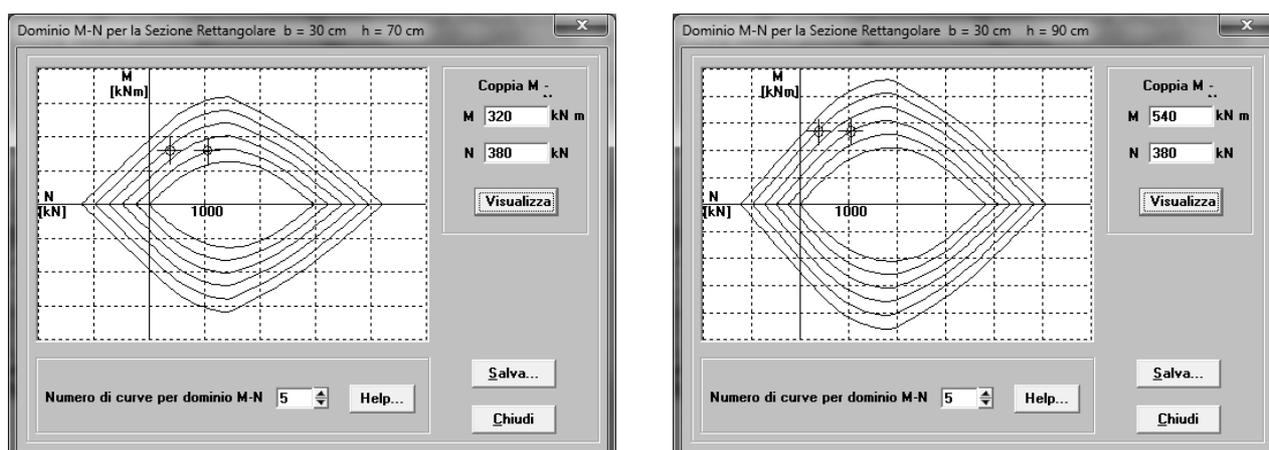


Fig. 10. Domini di resistenza dei pilastri

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

Nel capitolo xx 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.

Nel capitolo xx 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 riportati nella tabella che segue.

Tab. 12. Masse di piano

Piano	Area A [m <sup>2</sup> ]	Massa m [t]	Peso W [kN]	W/A [kN/m <sup>2</sup> ]	$x_G$ [m]	$x_G$ [m]	$\rho_m$ [m]
5	379.9	313.14	3071.9	8.09	10.14	5.76	8.05
4	323.5	334.89	3285.3	10.16	10.35	5.64	8.38
3	323.5	334.89	3285.3	10.16	10.35	5.64	8.38

2	323.5	334.89	3285.3	10.16	10.35	5.64	8.38
1	263.2	297.21	2915.6	11.08	9.75	6.33	7.81

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 masse 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  $b=17.40$  m e  $h=25.60$  m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe  $\rho_m = 8.94$  m. Questo valore è un po' più alto di quello sopra indicato, ma la differenza si giustifica per il fatto che la pianta ha forma ad L e non rettangolare. Anche i valori di  $\rho_m$  sono quindi da ritenersi accettabili.

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 25.60 m in direzione  $x$  e 17.40 m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali sono 0.87 m e 1.28 m, rispettivamente per sisma agente in direzione  $x$  e in direzione  $y$ .

## Programma di calcolo e modellazione della struttura

*Nella relazione generale è importante spiegare come è stata modellata la struttura e quale programma è stato usato. Per quanto riguarda il modello è opportuno chiarire:*

- *quali tipi di elementi sono previsti (elementi monodimensionali, tratti rigidi o offset, elementi bidimensionali, ecc.) e quali problemi si possono incontrare con tali elementi;*
- *come è modellato l'impalcato, che può essere un vincolo mutuo tra i nodi oppure schematizzato con elementi deformabili monodimensionali o bidimensionali; particolare attenzione deve essere prestata nel caso di impalcati inclinati o impalcati sfalsati di pochissimo;*
- *come è modellata il complesso fondazione-terreno (modellato espressamente, e con quali elementi e caratteristiche, oppure rappresentato da incastrati o vincoli cedevoli) e perché;*
- *se gli elementi non strutturali (tamponature, ecc.) sono inclusi o no nel modello, e perché.*

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

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. La scelta di modellare come incastro il vincolo costituito da fondazione e terreno è giustificata dalla notevole rigidezza della fondazione. La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato, che non presenta particolari debolezze. Entrambe queste scelte vengono comunque confermate successivamente, dall'esame dei risultati del calcolo.

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

La struttura intelaiata non presenta alcuna particolarità che richieda altre considerazioni sulla modellazione. Si sottolinea in particolare che anche la soletta rampante della scala non costituisce vincolo mutuo tra gli impalcati, essendo costituita da rampe separate in corrispondenza del pianerotolo di riposo e collegate direttamente all'impalcato di provenienza.

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

*Nella relazione generale è importante spiegare anche quale tipo di analisi è stato effettuato per tener conto del sisma (analisi lineare, statica o modale, oppure analisi non lineare). Nel caso si siano effettuate analisi dinamiche al passo, occorre indicare quanti e quali accelerogrammi sono stati scelti e perché. Occorre poi indicare quali schemi base di calcolo sono stati utilizzati e come sono stati combinati per ottenere l'involuppo delle sollecitazioni.*

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 dell'effettivo periodo proprio della struttura nelle due direzioni fornito dall'analisi modale (0.550 s per direzione  $x$ , 0.517 s per direzione  $y$ ). Il dettaglio della determinazione delle coppie di piano è riportato nel capitolo **xx** della relazione di calcolo.

## Esame dei risultati del calcolo

*Per quanto riguarda i risultati del calcolo, non ha senso guardare i risultati delle combinazioni di carico complessive. Occorre piuttosto esaminare i risultati dei sei schemi base e poi il loro involuppo. L'esame dei risultati degli schemi base consente di comprendere il comportamento e giudicare se è corrispondente a quello aspettato dall'esame visivo. Per gli schemi in cui sono presenti azioni orizzontali, il giudizio deve essere basato innanzitutto sugli spostamenti globali. Un successivo esame visivo dei diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione può evidenziare anomalie (elementi rigidi poco sollecitati, o viceversa). I singoli valori delle caratteristiche di sollecitazione possono essere utilizzati solo uno controllo a campione.*

I primi due schemi base di carico, carichi verticali massimi (in assenza di sisma) e minimi (in presenza di sisma) mostrano risultati coerenti con le previsioni. Ad esempio, nel telaio 2y (22...2) per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella figura che segue. I valori del momento flettente agli estremi delle travi sono pari a 70-80 kNm, con un valore massimo di 93.3 kNm, in linea con le previsioni. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a 40-45 kNm, con un massimo di 55.6 kNm.

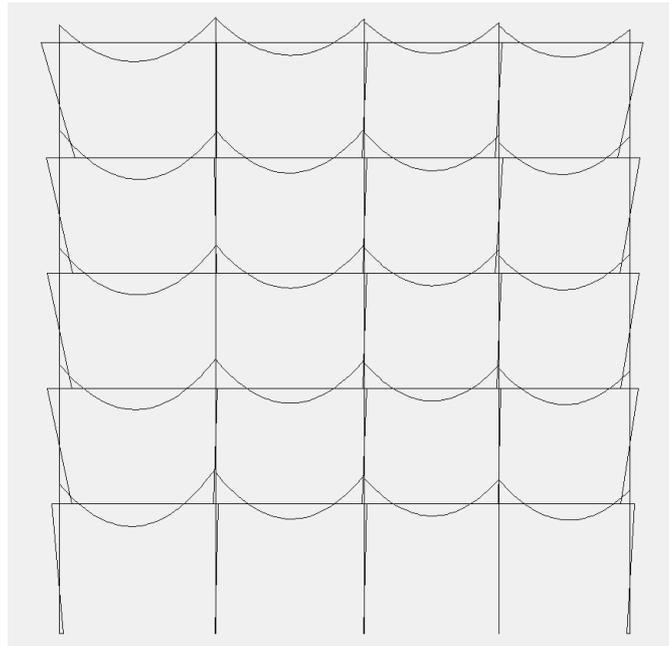


Fig. 11. Diagramma del momento flettente – telaio 2y (22...2), carichi verticali massimi

*Nota: lo standard progettuale prevede oggi l'uso dell'analisi modale. La relazione riporta quindi il commento ai risultati della sola analisi modale. In fase di studio è però utile effettuare preliminarmente una analisi statica, con le forze inizialmente calcolate. L'esame dei risultati di tale analisi ed il confronto con le previsioni aiuta ad affinare la capacità predittiva di spostamenti e caratteristiche delle sollecitazioni. Effettuare un'analisi statica può essere utile anche quando non si riesce a comprendere bene i risultati dell'analisi modale.*

*Per quanto riguarda i risultati dell'analisi modale, occorre prima di tutto esaminare le deformate modali (indipendenti dalla direzione del sisma), soprattutto per vedere se mostrano accoppiamento tra traslazione e rotazione. I valori dei periodi evidenziano la rigidezza della struttura nelle due direzioni e la rigidezza rotazionale e vanno confrontati con quelli previsti.*

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.

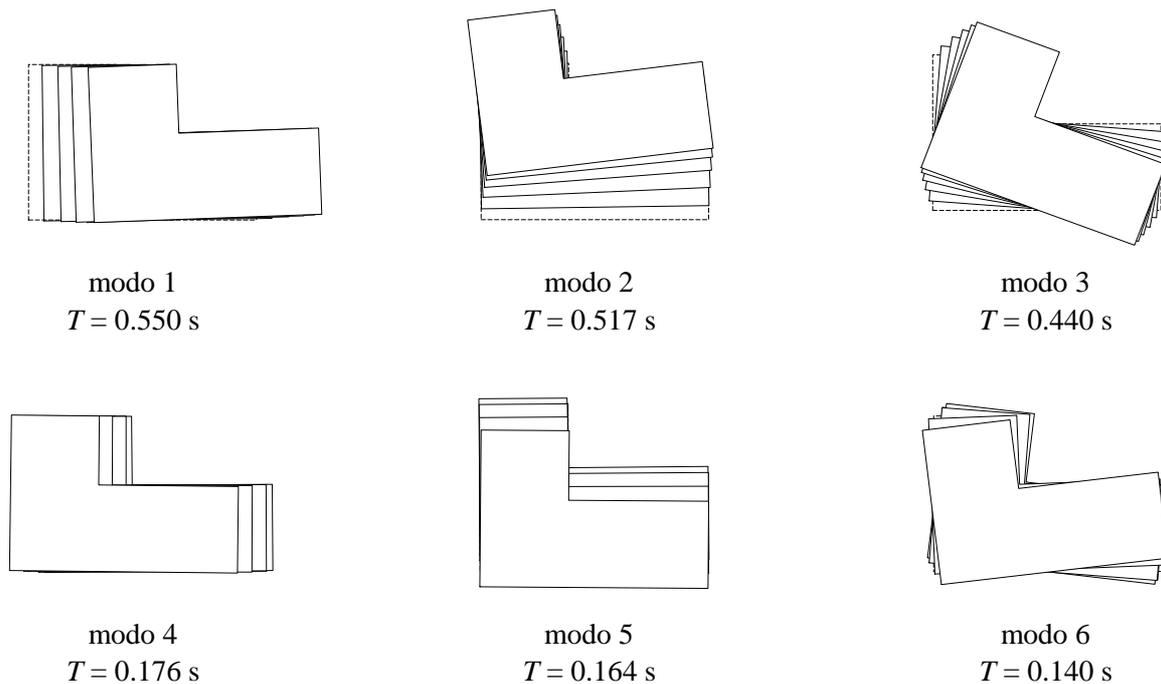


Fig. 12. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione  $x$ , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo (0.550 s) è di poco inferiore rispetto a quello previsto (0.582 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.133 g. Il secondo modo mostra traslazioni in direzione  $y$ , accoppiate con rotazioni non trascurabili ma non particolarmente elevate, che si ritengono accettabili. Il suo periodo (0.517 s) è quasi coincidente con quello previsto (0.527 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.138 g. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione, forse accoppiata con leggeri spostamenti in direzione  $y$ . Il suo periodo (0.440 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.

*Si passa poi ad esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo. Se il comportamento è disaccoppiato vi è un modo nettamente prevalente sugli altri ed il modo successivo che da un certo contributo corrisponde a spostamenti di segno alternato. In caso di accoppiamento traslazione-rotazione vi possono essere due modi con contributo rilevante, e questo è un chiaro segno di non regolarità planimetrica.*

*Si noti che in alcuni casi vi può essere accoppiamento tra i due moti di traslazione. Questo corrisponde al fatto che la struttura può presentare due assi principali d'inerzia obliqui, non corrispondenti agli assi  $x$  e  $y$ , e quindi a moti principali secondo tali assi.*

Le masse partecipanti relative ai primi 9 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione  $x$ , 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 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.

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

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0.550	85.82%	0.02%
2	0.517	0.05%	83.00%
3	0.444	0.19%	2.53%
4	0.176	9.27%	0.00%
5	0.164	0.00%	9.62%
6	0.140	0.05%	0.01%
7	0.098	2.95%	0.00%
8	0.090	0.00%	3.02%
9	0.074	0.05%	0.06%

*Si passa quindi ad esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma. Si controlla se gli spostamenti (medi e massimi) sono analoghi nelle due direzioni o molto diversi tra loro e se vi è solo traslazione oppure anche una rotazione dell'impalcato, che può essere modesta oppure forte.*

*Si controllano infine i momenti flettenti (e per i pilastri anche i tagli), sia per vedere se la loro entità è coerente con la rigidità delle sezioni che per controllare se i valori massimi rispettano le previsioni oppure no.*

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione  $x$  è riportato nella figura che segue. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (12.49 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

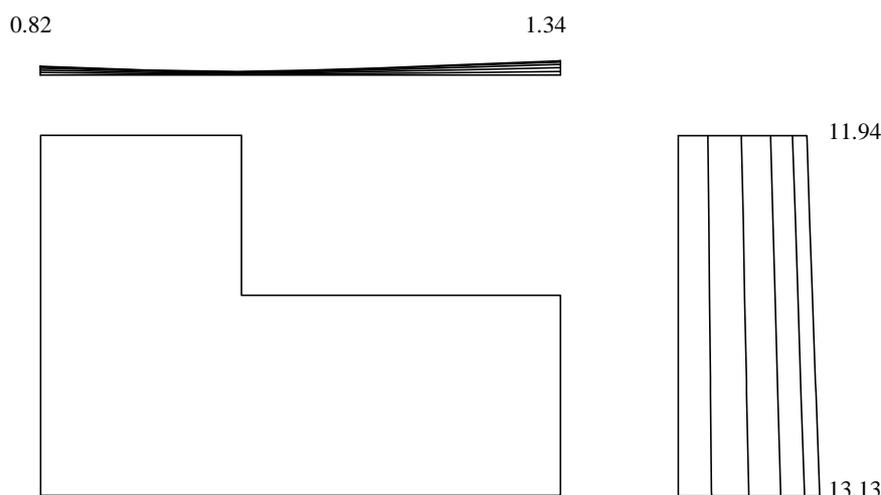


Fig. 13. Involuppo delle deformate modali, sisma  $x$

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità ( $1x$  e  $5x$ ) per effetto del sisma in direzione  $x$ . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $x$ , appena leggermente maggiori per il telaio  $1x$ .

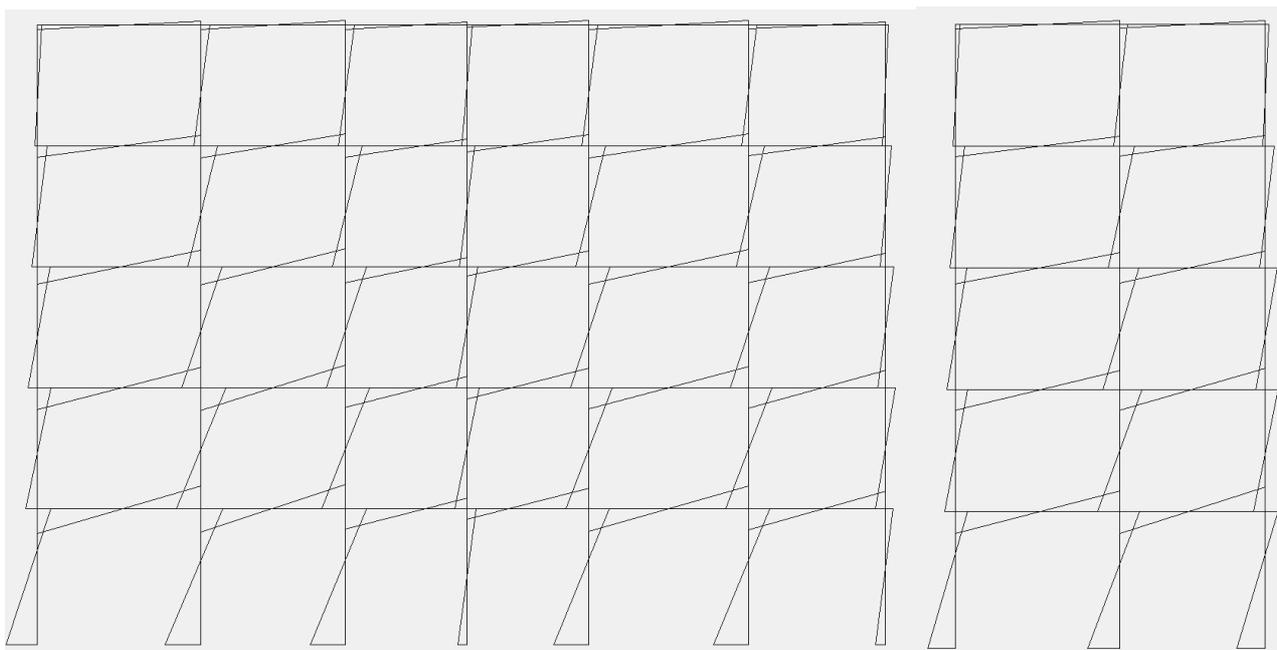


Fig. 14. Diagramma del momento flettente nei telai 1x e 5x, analisi modale, sisma x

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai di estremità (1x e 5x) per effetto del sisma in direzione x. Lo scarto rispetto alla previsione è modesto e l'analisi numerica svolta conferma quindi le previsioni fatte.

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

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 1x	telaio 5x	previsto	telaio 1x	telaio 5x
5	67.6	74.1	61.1	33.8	38.1	33.9
4	119.2	131.8	115.3	93.4	95.2	85.2
3	158.2	170.6	152.6	138.7	141.6	132.9
2	184.7	195.6	176.7	171.5	178.5	170.7
1 testa	176.5	174.9	155.6	180.6	196.3	189.0
1 piede	264.8	280.6	249.6			

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y è riportato nella figura che segue. In questo caso si nota una rotazione non trascurabile, con spostamenti all'estremo destro superiori di oltre il 50% rispetto a quello sinistro, ovvero di oltre il 20% del valor medio. Ciò mostra che l'irrigidimento ottenuto aumentando le sezioni di travi e pilastri nel telaio 27-20-13 non è stato pienamente sufficiente ad ottenere un comportamento bilanciato. Non è facile definire una soglia oltre la quale la struttura debba essere definita planimetricamente irregolare. La mia personale opinione è che questa sia una situazione prossima al limite, forse ancora accettabile, ma che se si andasse ancora oltre sarebbe necessario prendere appositi provvedimenti (fondamentalmente intervenire sulla struttura per migliorarne il bilanciamento e solo come ipotesi estrema lasciarla inalterata riducendo il fattore di struttura).

In conseguenza a questa rotazione si deve ritenere che la previsione delle caratteristiche di sollecitazione sia adeguata solo per la parte centrale dell'edificio e che per la parte destra le reali sollecitazioni siano maggiori almeno del 20% rispetto a quelle previste. Sarà inoltre più gravoso del previsto l'effetto della contemporanea presenza delle due componenti sismiche.

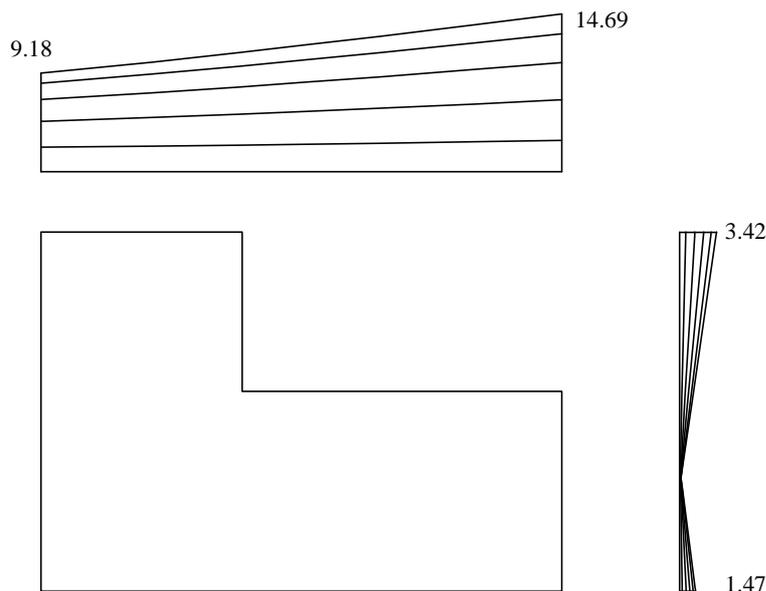


Fig. 15. Involuppo delle deformate modali, sisma y

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in un telaio posto a sinistra (2y) e nel telaio all'estremità destra (7y) 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. Contemporaneamente, è evidente la differenza dei momenti nel telaio 7y, nettamente maggiori a causa della sezione più grande ma anche per effetto della rotazione dell'edificio.

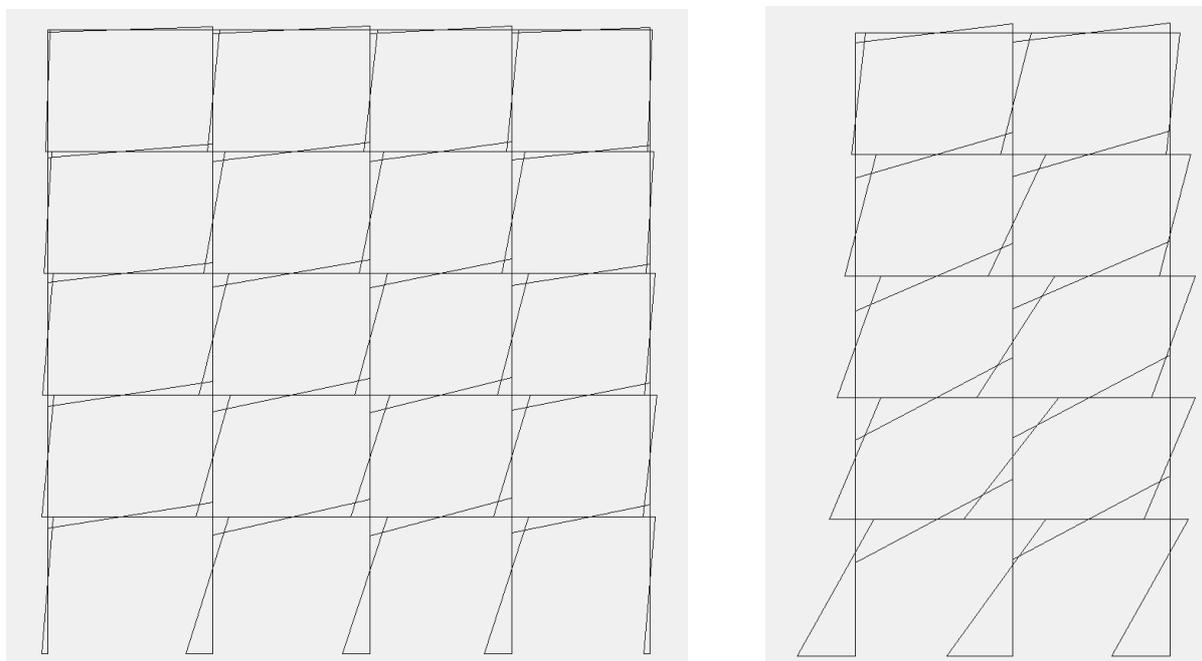


Fig. 16. Diagramma del momento flettente nei telai 2y e 7y, analisi modale, sisma y

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (2y e 7y) per effetto del sisma in direzione y. Si ricorda che si era previsto che, visto il maggior numero di pilastri resistenti (ma anche la differenza di periodo valutata con la formula di Rayleigh), i valori fossero pari all'85% di quelli previsti in direzione x, ma che contemporaneamente per il telaio 27-20-13, con sezioni maggiori, essi fossero invece maggiori

del 70%. Per il telaio 2y, i valori calcolati risultano molto prossimi a quelli previsti. Per il telaio 7y, invece, lo scarto rispetto alle previsioni è in genere maggiore di circa il 20%. Questo scarto è la conseguenza della rotazione che, in termini di spostamento, mostrava un incremento del 20% rispetto al valore medio. Tenendo conto di questo, si può ritenere che il comportamento della struttura risulti anche in questo caso coerente con le previsioni e con la rotazione riscontrata.

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

piano	pilastri telaio 2y		pilastri telaio 7y		travi telaio 2y		travi telaio 7y	
	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato
5	57.5	61.1	115.0	146.1	28.7	31.1	57.5	78.0
4	101.3	105.6	202.6	255.2	79.4	76.9	158.8	183.7
3	134.5	135.7	268.9	329.5	117.9	112.7	235.8	273.3
2	157.0	153.0	314.0	361.7	145.7	140.4	291.5	338.9
1 testa	150.1	136.6	300.1	259.6	153.5	149.1	307.1	343.7
1 piede	225.1	217.9	450.2	516.5				

*Si esamina successivamente l'effetto delle coppie corrispondenti all'eccentricità accidentale, per le due direzioni del sisma. Il controllo può essere effettuato esclusivamente in termini di spostamenti, mostrando quale sia l'incremento rispetto ai valori base forniti dall'analisi modale.*

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 quinto impalcato prodotti dall'analisi modale, la linea continua mostra gli spostamenti incrementati per tener conto dell'eccentricità accidentale.

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

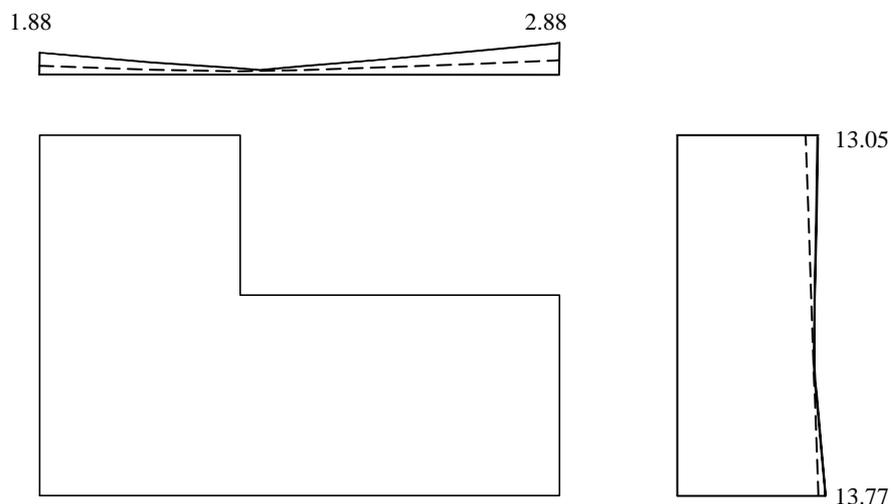


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma  $x$ , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

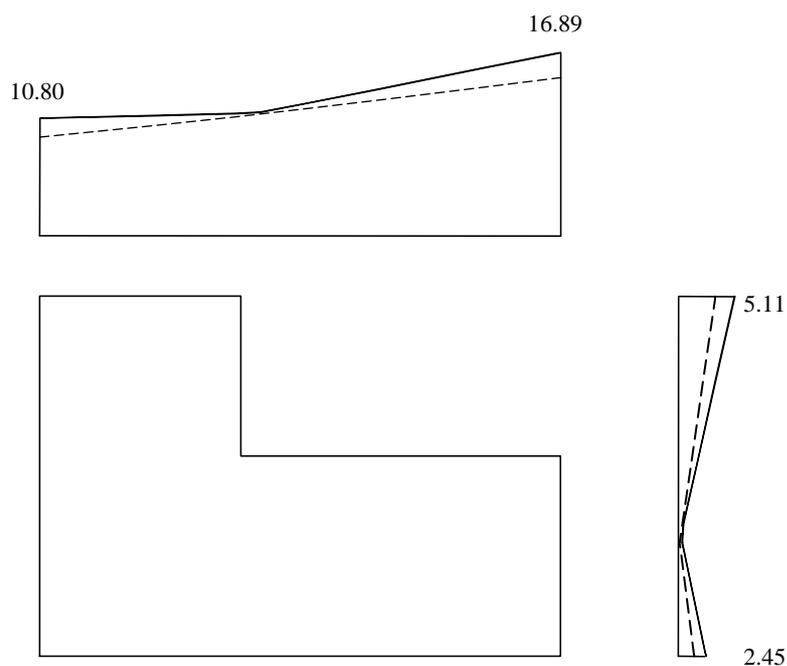


Fig. 18. Effetto complessivo del sisma  $y$ , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

*Si esamina infine cosa avviene combinando l'effetto del sisma in una direzione col 30% dell'effetto del sisma nell'altra direzione.*

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

Si nota un modesto incremento degli spostamenti massimi in ciascuna direzione, dell'ordine del 5%. In definitiva, rispetto agli spostamenti forniti dall'analisi modale l'incremento dei massimi spostamenti è inferiore all'11% 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 circa il 50% dei massimi, il che implica una non trascurabile pressoflessione deviata nei pilastri.

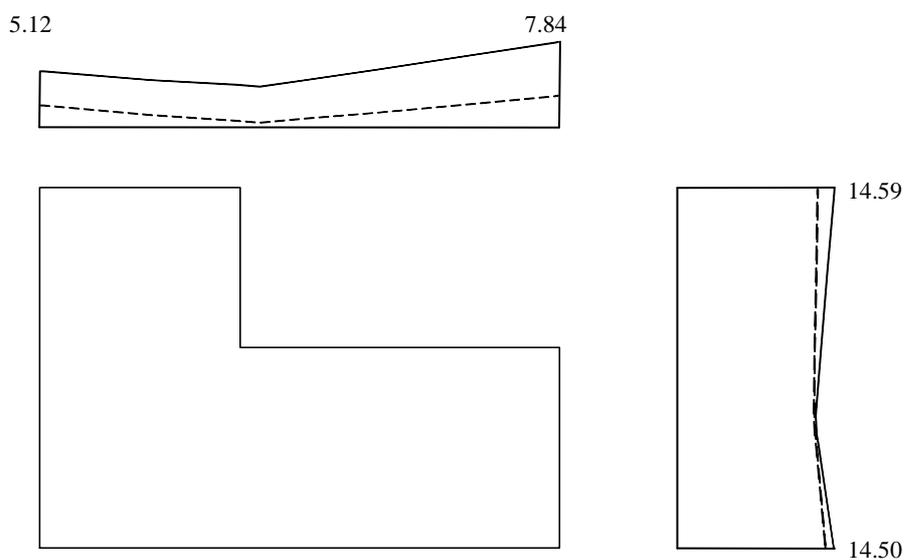


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente  $x$ , ovvero sisma  $x + 0.3$  sisma  $y$

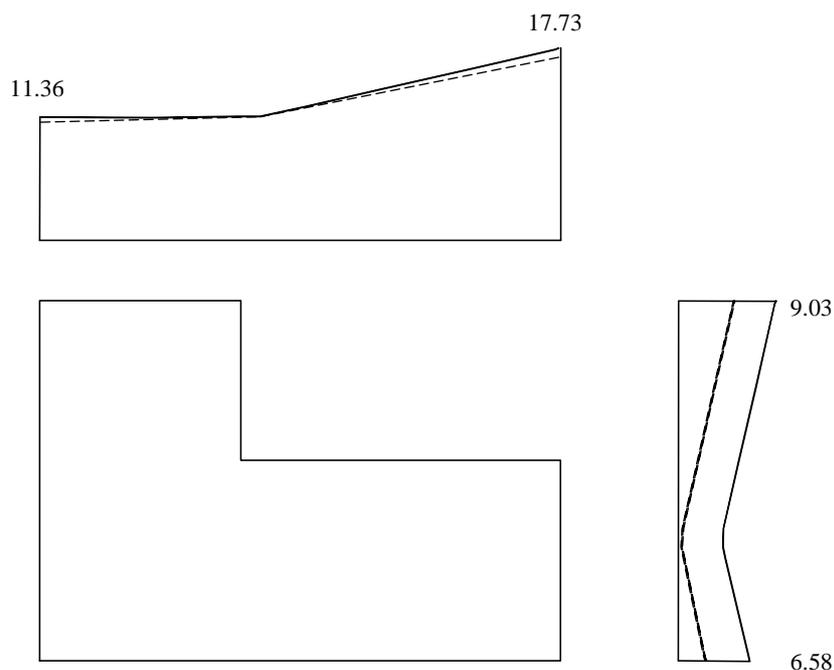


Fig. 20. Effetto del sisma prevalente y, ovvero sisma y + 0.3 sisma x

## Esame delle armature

Questi commenti devono ancora essere riportati.

*Affrontare i seguenti aspetti.*

*Travi*

- esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di travi particolarmente armate
- giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
- guardare a campione uno o più diagrammi dei momenti flettenti
- i risultati mostrano anche momenti torcenti e sforzi normali? quasi sempre questo è assolutamente privo di senso

*Pilastr*

- esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di pilastri particolarmente armati
- giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
- grande attenzione ai pilastri corti
- controllare a occhio che la resistenza dei pilastri sia maggiore di quella delle travi per edifici a telaio, con un buon numero di travi emergenti:
  - dimensione maggiore del pilastro  $\geq$  altezza della trave
  - armatura totale sui due lati corti del pilastro  $\geq$  armatura complessiva (superiore + inferiore) della trave;
  - l'armatura sul lato lungo del pilastro importa poco

*Pareti*

- hanno problematiche specifiche

*Nodi trave-pilastro*

- deve essere presente una buona staffatura nel nodo
- i ferri di parete delle travi che attraversano il nodo contribuiscono alla staffatura

*Impalcati*

- di solito basta una rete

- *attenzione in presenza di pareti o di punti particolarmente deboli dell'impalcato*

*Fondazioni*

- *attenzione nel caso di edifici con pareti*