



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE STRUTTURALE E GEOTECNICA

CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA – A.A. 2016-2017

RELAZIONE GENERALE DI UN EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO IN ZONA SISMICA

Commento generale:

*Piccole annotazioni, ma niente di più
da criticare.*

Buon approfondimento di alcuni aspetti:

Docenti : Prof. Ing. AURELIO GHERSI

Prof. Ing. FABIO NERI

Revisore : Prof. Ing. AURELIO GHERSI

Allievo : ROBERTO RUGGERI

Matricola : O49/000152

Indice

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito.....	2
Descrizione dell'edificio.....	3
Struttura dell'edificio.....	5
Esame visivo della struttura.....	7
Previsione numerica del comportamento della struttura.....	9
Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali.....	15
Perfezionamento dei dati e ricalcolo dei periodi.....	18
Programma di calcolo e modellazione della struttura.....	19
Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati.....	20
Esame dei risultati del calcolo.....	20
Esame delle armature – Le travi.....	28
Esame delle armature – I pilastri.....	33
Nodi trave – pilastro.....	40
Verifica degli impalcati.....	41
Conclusioni.....	42

Relazione generale e validazione del progetto

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in esame, destinato ad essere una civile abitazione, è sito ad Amatrice (RI) in Corso Umberto I, 20. Esso risulta ubicato in zona sismica 1 (*Zona con pericolosità sismica alta*) per l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Lazio n. 387 del 22 maggio 2009. Dalle indagini geotecniche il fabbricato risulta appartenere ad un sottosuolo di categoria B delle NTC08.

Per la struttura si prevede una vita nominale V_N di 50 anni e classe II (costruzione il cui uso prevede normale affollamento), di conseguenza il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica è 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.

Si riportano di seguito i valori dei parametri di pericolosità sismica per il sito in esame :

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^*
Operatività	30	0.078	2.391	0.270
Danno	50	0.103	2.321	0.280
Salvaguardia vita	475	0.259	2.360	0.340
Prevenzione collasso	975	0.332	2.400	0.360

Tab. 1. Parametri di pericolosità sismica

Sulla base dei parametri citati, si riportano gli spettri di risposta elastica.

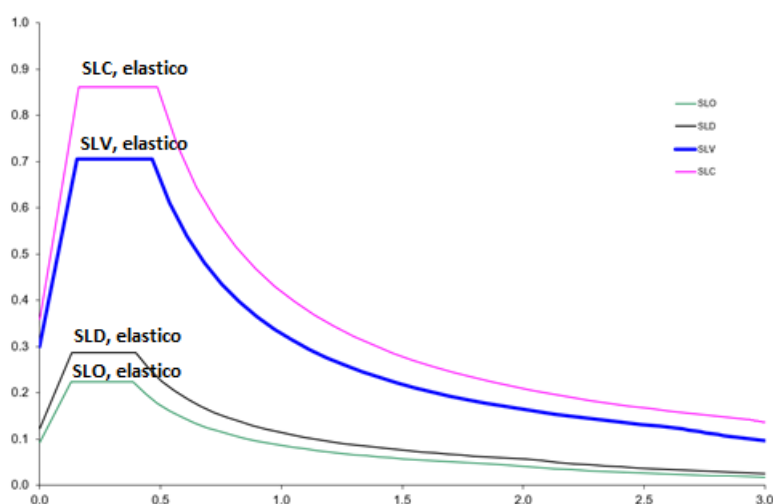


Fig. 1. Spettri di risposta elastica nel sito in esame, per suolo B

Si noti che il valore massimo dell'accelerazione nel tratto $T_B - T_C$ è pari a 0.706g per SLV mentre 0.287g per SLD.

Indicare anche i valori di S , T_B , T_C

Descrizione dell'edificio

L'edificio risulta essere costituito da 5 piani più la presenza di una mansarda con copertura a tetto in cemento armato. Strutturalmente esso presenta quindi un totale di 6 impalcati.

La struttura ha una forma quasi ad L ed essenzialmente è costituita da due blocchi rettangolari, uno verticale e l'altro orizzontale con al centro un vano in cui vi è presente la scala.

Si riportano di seguito la pianta del piano terra la quale risulta essere uguale a quella dei 4 piani successivi e quindi del piano tipo visto che anche il piano terra risulta essere provvisto di due balconi-terrazze ed un balcone così come ai piani alti. Si riporta inoltre la pianta della mansarda, la pianta di copertura ed una sezione.

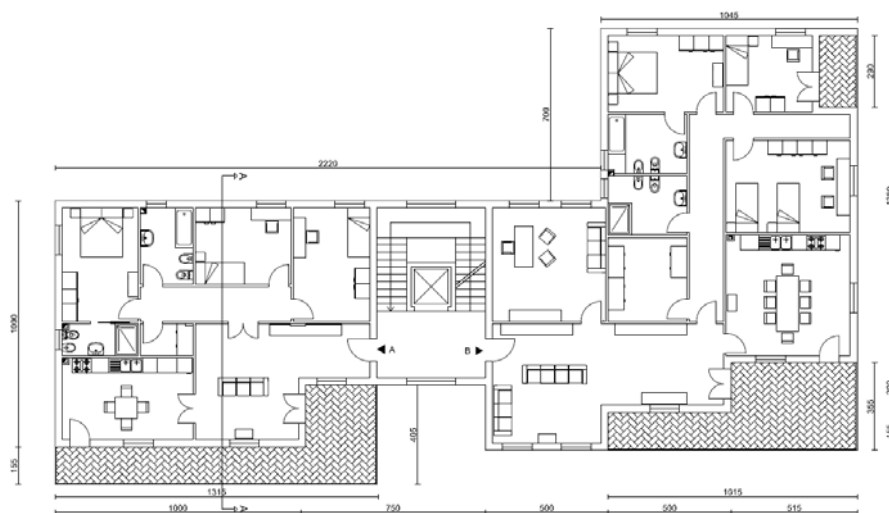


Fig. 2. Pianta piano tipo

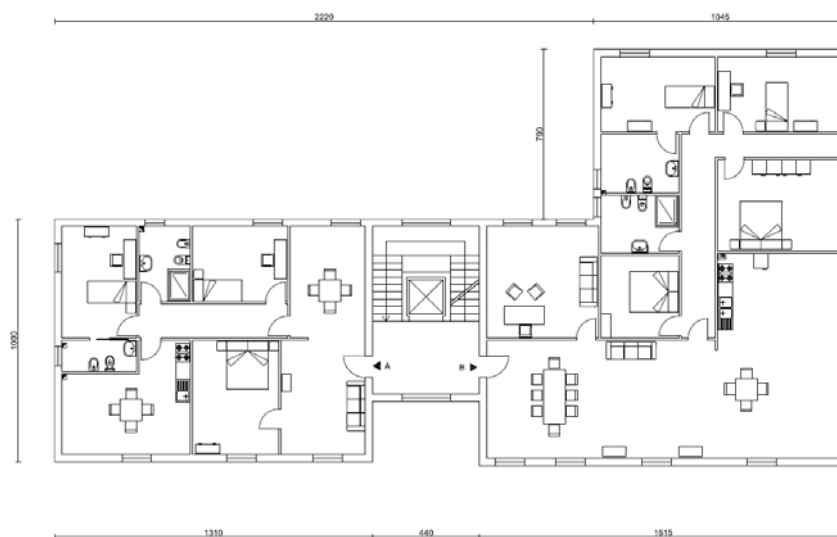


Fig. 3. Pianta mansarda

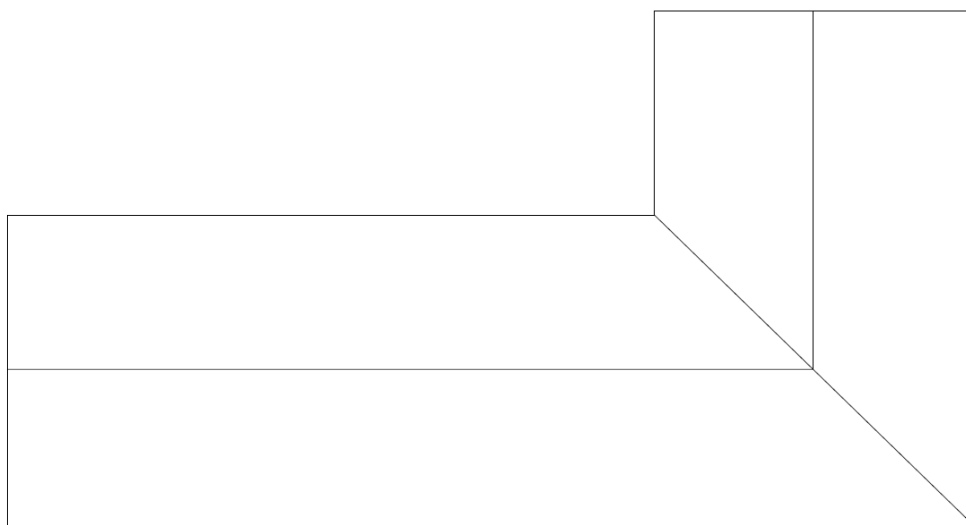


Fig. 4. Pianta della copertura



Fig. 5. Sezione A-A

Struttura dell'edificio

La struttura dell'edificio è interamente intelaiata in cemento armato con solai in latero – cemento, gettati in opera e con travi e pilastri che costituiscono un telaio spaziale. Essa presenta inoltre una scala a soletta rampante, tipologia “alla Giliberti”, cioè una soletta rampante le cui due rampe non poggiano direttamente sulla trave di testata del pianerottolo di riposo ma su di un tronco di trave appoggiato alla suddetta trave di testata mediante due pilastrini. Le fondazioni, invece, risultano essere caratterizzate da un reticolo di travi rovesce.

Per quanto riguarda il vano ascensore, si è preferito realizzarlo con pareti in mattoni forati anziché in cemento armato e risulta ubicato al centro della scala.

Di seguito, si riporta la carpenteria del piano tipo analoga per i primi 5 impalcati e la carpenteria della mansarda la quale risulta essere differente perché costituita da sole travi a spessore. Inoltre in questa vi è l'assenza di parte della terrazza degli appartamenti A presente invece nei piani inferiori.

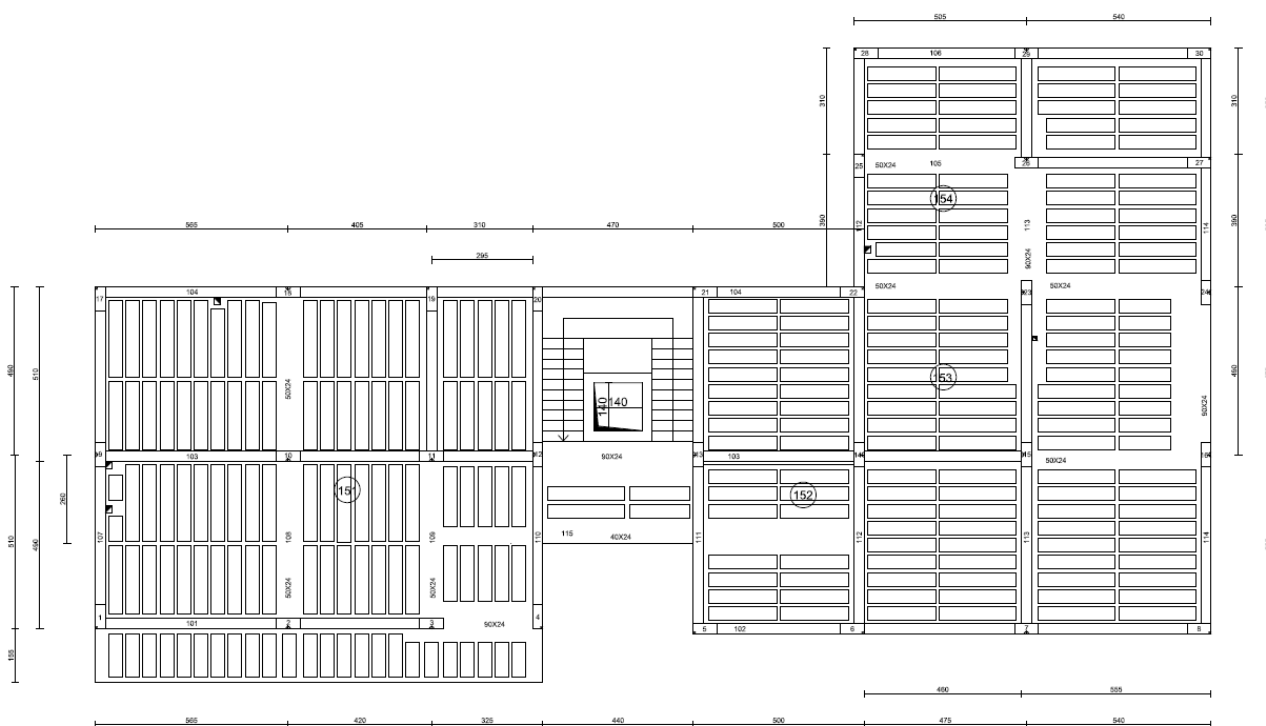


Fig. 6. Carpenteria piano tipo

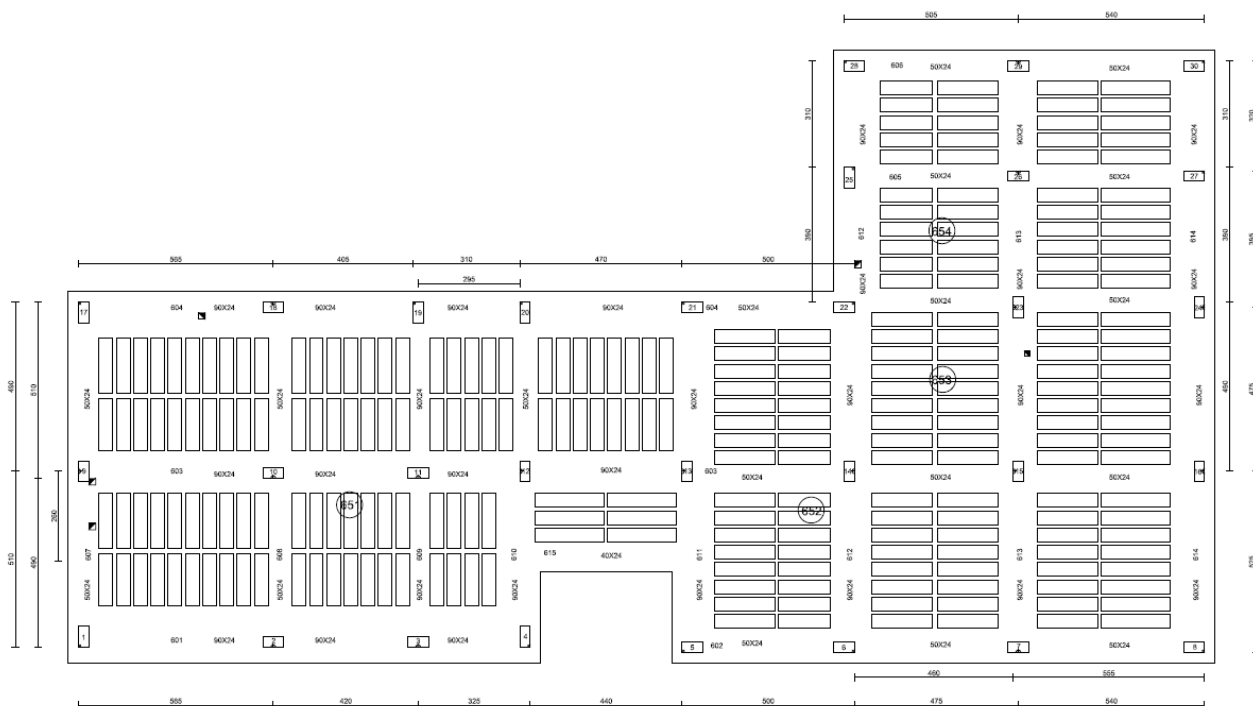


Fig. 7. Carpenteria mansarda

A seguire vi è presente una tabella con le dimensioni scelte per le sezioni dei pilastri, delle travi emergenti e delle travi a spessore. Tutti pilastri e le travi appartenenti a ciascun ordine, sono stati progettati della stessa sezione.

PIANO	Pilastri	Travi emergenti	Travi a spessore
Mansarda	30x60	-	90x24 / 50x24 / 40x24*
5	30x70	30x60	90x24 / 50x24 / 40x24*
4	30x70	30x60	90x24 / 50x24 / 40x24*
3	30x80	30x70	90x24 / 50x24 / 40x24*
2	30x80	30x70	90x24 / 50x24 / 40x24*
1	30x80	30x70	90x24 / 50x24 / 40x24*

Tab. 2. Sezioni di pilastri, travi emergenti e travi a spessore

Nel progetto sono stati utilizzati i seguenti materiali : calcestruzzo di classe C25/30, ovvero con $f_{ck} = 25$ MPa e $R_{ck} = 30$ MPa, acciaio B450C, ovvero con $f_{yk} = 450$ MPa. Le corrispondenti resistenze di calcolo sono : per il calcestruzzo $f_{cd} = 14.17$ MPa (inclusendo in tale valore un coefficiente $\alpha_{cc} = 0.85$), per l'acciaio $f_{yd} = 391.3$ MPa.

*La trave a spessore 40x24 è stata progettata fuori calcolo

Esame visivo della struttura

Da un primo esame della pianta architettonica si può notare che essa presenta una forma quasi ad L costituita da due blocchi con un vano centrale più debole in cui vi è presente la scala. Ciò fa sì che questa non rispetti pienamente i criteri di regolarità planimetrica indicati dalla normativa, quindi questo ha richiesto una buona attenzione nella progettazione e nella disposizione degli elementi strutturali. Inoltre questi ultimi sono risultati spesso vincolati nella loro disposizione dalla pianta architettonica, la quale si è cercata di mantenere volutamente inalterata nell'aspetto originario.

Si riporta la pianta dell'edificio in cui in nero vi sono rappresentati i pilastri vincolati dall'aspetto architettonico del fabbricato ed in seguito una pianta raffigurante la distribuzione planimetrica dei pilastri in modo schematico. Quest'ultima è servita nelle prime fasi progettuali per capire la disposizione degli elementi strutturali all'interno del fabbricato e rispetto al centro di massa. Si sottolinea, per chiarezza al lettore, che le travi a spessore sono state indicate con una linea tratteggiata.

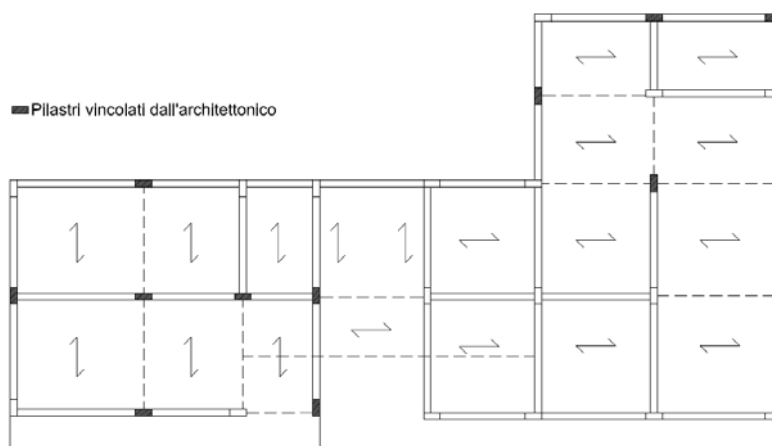


Fig. 8. In nero i pilastri mantenuti inalterati per preservare l'architettico

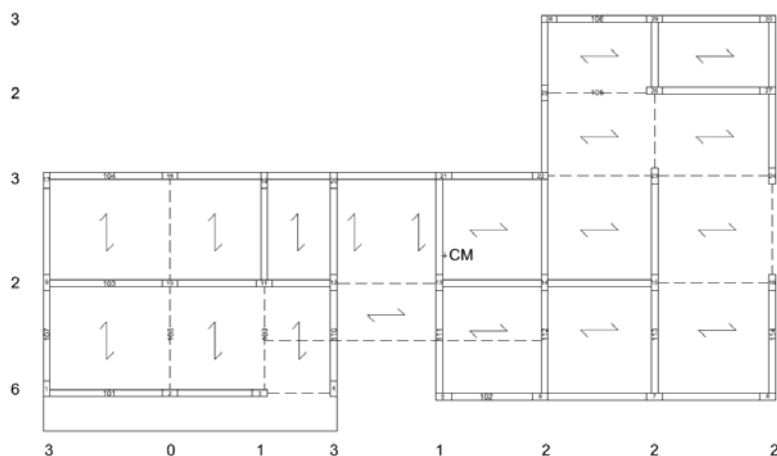


Fig. 9. Distribuzione planimetrica schematica dei pilastri

La pianta in totale presenta quindi 30 pilastri e per quanto riguarda i pilastri “influenti” e cioè quelli di coltello, ne sono stati disposti 16 lungo l’asse x e 14 lungo l’asse y . Ciò è stato fatto per cercare di garantire rispetto al centro di massa una prima regolarità ma soprattutto una distribuzione uniforme delle rigidezze. Pertanto tali pilastri di coltello e le travi ad essi collegate possono considerarsi elementi principali per la direzione di maggiore rigidezza. Gli stessi pilastri nella direzione in cui presentano minore rigidezza invece danno un contributo poco rilevante e possono considerarsi elementi secondari, analogamente a tutte le travi a spessore.

Per quanto detto la rigidezza della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni, anche se leggermente maggiore nella direzione x .

La distribuzione dei pilastri appare bilanciata nelle due direzioni perché rispetto alla direzione x sono presenti 8 pilastri al di sopra dell’asse baricentrico per le masse e altrettanti 8 al di sotto. Lungo y vi sono 7 pilastri a sinistra dell’asse baricentrico per le masse, 1 pilastro quasi in prossimità dell’asse baricentrico e altri 6 pilastri a destra dell’asse. Sostanzialmente la distribuzione non appare perfettamente bilanciata come l’asse x ma non è tale da destare gravi preoccupazioni.

Per quanto riguarda le luci delle travi si è cercato di mantenere per travi emergenti luci comprese fra 4 e 5.5 m mentre per travi a spessore fra 3.50 e 5m. In definitiva non vi sono presenti travi emergenti con luci superiori a 5.5 metri mentre per quanto riguarda le travi a spessore vi è solamente una luce pari a 5.25m nel piano tipo a causa di una scelta “forzata” per non inficiare l’aspetto architettonico del fabbricato. Sono state evitate inoltre travi molto corte, la più corta ha una lunghezza di 3.10m e per tale ragione si è provveduto ad evitare di disporre in quel tratto pilastri di coltello in modo da non essere presenti concentrazioni di tensioni a seguito della rigidezza che si sarebbe eventualmente potuta creare.

Per quanto riguarda la distribuzione degli elementi strutturali (travi e pilastri) in altezza non si hanno problemi rilevanti. Nel piano tipo la regolarità è stata rispettata visto che non vi sono pilastri in falso e i cambi di dimensione dei pilastri e delle travi tra gli impalcati non sono repentine. Le sezioni delle travi variano non appena variano anche le sezioni dei pilastri e comunque eccetto per la mansarda vengono mantenute per almeno due impalcati.

Per quanto riguarda la mansarda invece, in questa vi sono pilastri perimetrali di altezza 1.50m e pilastri centrali di altezza 3.20m. Ciò è scaturito a seguito della scelta del tetto a due falde. Essendo però questi presenti nel sesto impalcato, non ci si è preoccupati molto di questa disomogeneità; si è però tenuto sotto controllo tale differenza durante tutta la progettazione attenendosi sempre ciò che accade nell’ultimo impalcato.

Un discorso analogo può essere fatto per la presenza di sole travi a spessore nell’ultimo impalcato. Questa tipologia di progettazione, ancora ampiamente diffusa in molte zone europee e un pò meno in Italia, non è sembrata preoccupante per la progettazione della mansarda, anche in un edificio in zona sismica. La scelta è stata essenzialmente dettata dal fatto che le travi di bordo obbligatoriamente sarebbero dovute essere a spessore perché la sporgenza lungo il contorno della mansarda avrebbe creato problemi. Di conseguenza anche le travi che confluivano in queste e ciò comportava la presenza di solo qualche trave emergente ma che non aveva più una grande rilevanza dal punto di vista della rigidezza, quindi si è optato, anche in previsione della posa in opera, di realizzare tutto l’impalcato in questione con travi a spessore. L’aspetto sismico è stato sempre tenuto sotto controllo e l’iter progettuale ha confermato che per un sesto impalcato quale la mansarda tale scelta progettuale risulta andare bene.

Per quanto riguarda le pareti di tamponamento, distribuite uniformemente lungo il perimetro dell'edificio, si ritiene trascurabile l'effetto dell'incremento di periodo dovuto al contributo irrigidente delle tamponature. La distribuzione planimetrica delle tamponature non fa pensare inoltre a rilevanti influenze sul comportamento torsionale della struttura anche perché queste si ripetono in maniera identica per tutti i piani e non danno vita a forte irregolarità.

Inoltre l'impalcato, nonostante la forma a L, si presenta adeguatamente compatto e dotato di una soletta continua di spessore pari a 4 cm.

Si sottolinea invece sin da ora che nell'area di chiusura dell'edificio, opposta alla scala, si è proceduto durante l'iter progettuale e al termine di questo, di disporre una trave a spessore fuori calcolo che poggia su travi emergenti con lo scopo di "cucire" il blocco rettangolare di sinistra e di destra dell'edificio. Ciò ha permesso di non preoccuparsi più di tanto della verifica dell'impalcato visto che tale trave risolve degli eventuali problemi che sarebbero potuti nascere.

Previsione numerica del comportamento della struttura

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

Il calcolo è stato effettuato facendo riferimento ad una analisi lineare statica. L'edificio risulta essere intelaiato, con più piani e più campate, regolare in altezza e probabilmente anche in pianta visto che sostanzialmente presenta un comportamento bilanciato.

Si è scelto di progettare la struttura come classe di duttilità bassa (CD "B") e si è quindi calcolato il fattore di struttura q pari a $3.0 \times 1.3 = 3.9$. Le masse di piano sono state stimate moltiplicando la superficie dell'impalcato per un'incidenza di massa (o di peso) a metro quadro stimata, in prima fase, approssimativamente. Quest'ultima è stata scelta pari a 10 kN/m^2 per tutti gli impalcati tranne per la mansarda in cui è stata posta pari a 8 kN/m^2 . Si riportano, di seguito, i valori ottenuti :

Masse di piano				
<i>Impalcato</i>	<i>Superficie [m²]</i>	<i>Peso unitario [kN/m²]</i>	<i>Peso impalcato W [kN]</i>	<i>Massa impalcato [kN s²/m]</i>
<i>Mansarda</i>	426.77	8	3414.18	348.03
5	411.23	10	4112.28	419.19
4	411.23	10	4112.28	419.19
3	411.23	10	4112.28	419.19
2	411.23	10	4112.28	419.19
1	411.23	10	4112.28	419.19

Tab. 3. Masse di piano

Attraverso la formula di normativa, è stato inoltre stimato il periodo, il quale risulta essere pari a :

$$T = C_1 H^{3/4} = 0.075 \cdot 18.7^{3/4} = 0.670_s$$

In cui H rappresenta l'altezza dell'edificio ed è stata posta pari a 18.7 visto che il primo impalcato risulta avere un'altezza pari a 3.70m, i successivi 4 impalcati pari a 3.20m, mentre per la mansarda si è assunta una quota media ponendola pari a 2.20m.

Tale valore è maggiore di T_c (che vale 0.464 per lo SLV). Quindi ci si trova nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a T .

L'ordinata spettrale per SLV è, per lo spettro di risposta elastica :

$$S_e = 0.705g \times \frac{0.464}{0.670} = 0.488g$$

E per quello di progetto :

$$S_d = \frac{0.488g}{3.9} = 0.125g$$

Si riporta di seguito lo spettro di progetto nel sito in esame per suolo B e $q = 3.9$.

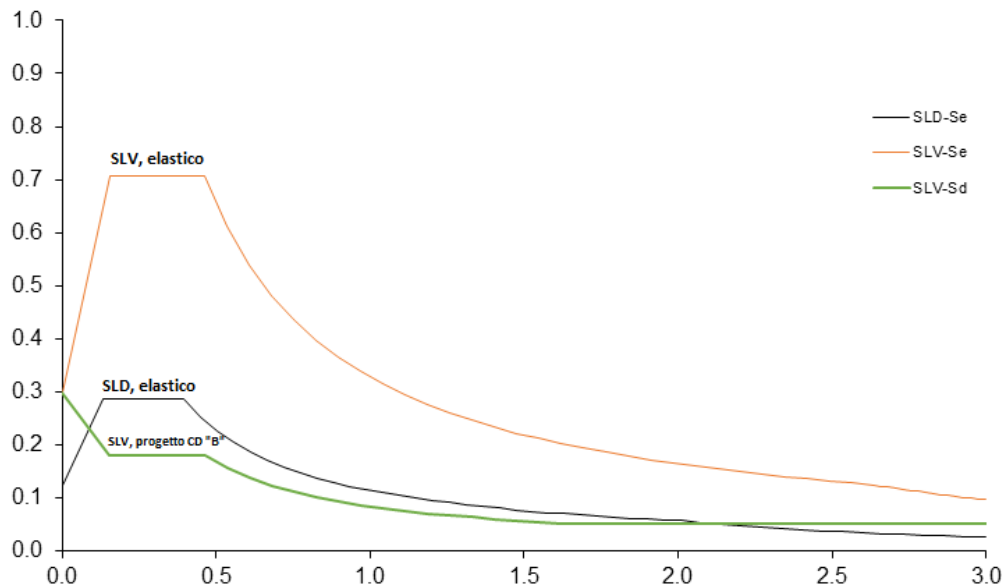


Fig. 10. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo B e $q=3.90$

Si è passati così ad effettuare il calcolo delle forze di piano applicando le formule di normativa per l'analisi statica.

Si riporta il valore del taglio alla base ed in seguito le forze di piano ed il taglio globale.

$$V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_i) = 2539.45kN$$

Impalcato	Peso impalcato W [kN]	Massa impalcato [kN s ² /m]	z [m]	Wz [kNm]	F [kN]	$V_{globale}$ [kN]
Mansarda	3414.18	348.03	18.70	63845.17	597.14	597.14
5	4112.28	419.19	16.50	67852.54	634.62	1231.75
4	4112.28	419.19	13.30	54693.26	511.54	1743.29
3	4112.28	419.19	10.10	41533.98	388.46	2131.76
2	4112.28	419.19	6.90	28374.70	265.39	2397.14
1	4112.28	419.19	3.70	15215.42	142.31	2539.45
TOT	23975.56			271515.05		

Tab. 4. Forze al piano

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.

Prima è stata stimata con un approccio globale semplificato e successivamente con un approccio per tipologia di pilastro.

Attraverso un approccio globale semplificato si è ottenuto :

Impalcato	K_x [kN/mm]	K_y [kN/mm]
Mansarda	389.27	363.18
5	518.33	477.12
4	592.00	542.98
3	806.22	741.34
2	806.22	741.34
1	832.80	753.90

Tab. 5. Rigidezza della struttura con approccio globale semplificato

Mentre con l'approccio per tipologia di pilastro :

Impalcato	K_x [kN/mm]	K_y [kN/mm]
Mansarda	978.97	925.82
5	504.67	469.43
4	583.78	539.83
3	748.39	686.90
2	748.39	686.90
1	938.17	851.87

Tab. 6. Rigidezza della struttura con approccio per tipologia di pilastro

Si può notare che con l'approccio per tipologia di pilastro si confermano, a grandi linee, gli stessi valori ottenuti con l'approccio globale semplificato. Gli unici valori molto diversi sono quelli riferiti alla mansarda che nell'approccio per tipologia di pilastro sono stati calcolati facendo riferimento all'altezza di ogni singolo pilastro (1.50 m o 3.20 m), mentre nell'approccio globale semplificato è stata scelta un'altezza media pari a 2.35 m. Si è consapevoli che il calcolo effettuato con la formula di normativa risulta essere corretto ma non è pensato per un piano quale quello della mansarda che presenta pilastri di diversa altezza. Per il piano in questione, quindi, i valori reali delle rigidezze non saranno né quelli trovati con l'approccio globale semplificato, né quelli con l'approccio per

tipologia di pilastro (anche perché si ricordi che nel piano mansardato si perde il concetto di elemento strutturale principale visto che è interamente realizzato con travi a spessore). Si è quindi consapevoli che la verità sta in mezzo ai due calcoli ottenuti e anzi si pensa che questi siano più vicini all'approccio globale semplificato in cui si considera una quota media che a quello per tipologia in cui si presenta continuamente questo cambio di altezze. Ciò permette di concludere che quanto ottenuto non desta particolare preoccupazione o sospetto perché considerando un valore medio fra i due approcci e più veritiero quello facente riferimento all'approccio globale, sostanzialmente si verifica che le rigidezze variano ^{gradatamente} lungo l'altezza, confermando così il giudizio di regolarità in altezza espresso in seguito all'esame visivo della struttura. Quindi utilizzando i valori delle rigidezze (calcolate con approccio per tipologia che comunque risulta essere sempre quello più preciso per situazioni ordinarie), che per definizione sono il rapporto tra taglio e spostamento relativo, si sono calcolati gli spostamenti relativi corrispondenti ai tagli di piano ed i conseguenti spostamenti assoluti. I valori sono riportati nelle tabelle che seguono.

Impalcato	K_x [kN/mm ²]	$V_{globale}$ [kN]	d_r [mm]	u [mm]
Mansarda	978.97	597.14	0.61	14.80
5	504.67	1231.75	2.44	14.19
4	583.78	1743.29	2.99	11.74
3	748.39	2131.76	2.85	8.76
2	748.39	2397.14	3.20	5.91
1	938.17	2539.45	2.71	2.71

Tab. 7. Spostamenti di piano – direzione x

Impalcato	K_y [kN/mm ²]	$V_{globale}$ [kN]	d_r [mm]	u [mm]
Mansarda	925.82	597.14	0.64	16.07
5	469.43	1231.75	2.62	15.43
4	539.83	1743.29	3.23	12.80
3	686.90	2131.76	3.10	9.57
2	686.90	2397.14	3.49	6.47
1	851.87	2539.45	2.98	2.98

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione y

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh ottenendo :

IMPALCATO	K_x [kN/mm ²]	$V_{globale}$ [kN]	d_r [mm]	u [mm]	Forza F [kN]	Fu [kNmm]	m [kNs ² /m]	μu^2 [kNmm ²]
MANSARDA	978.97	597.14	0.61	14.80	597.14	8834.77	348.03	76.18
5	504.67	1231.75	2.44	14.19	634.62	9002.21	419.19	84.35
4	583.78	1743.29	2.99	11.74	511.54	6007.80	419.19	57.82
3	748.39	2131.76	2.85	8.76	388.46	3402.28	419.19	32.16
2	748.39	2397.14	3.20	5.91	265.39	1568.39	419.19	14.64
1	938.17	2539.45	2.71	2.71	142.31	385.20	419.19	3.07
Periodo :								
T	0.602							

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

IMPALCATO	K_y [kN/mm ²]	$V_{globale}$ [kN]	d_r [mm]	u [mm]	Forza F [kN]	F_u [kNmm]	m [kNs ² /m]	μu^2 [kNmms ²]
MANSARDA	925.82	597.14	0.64	16.07	597.14	9597.49	348.03	89.91
5	469.43	1231.75	2.62	15.43	634.62	9790.58	419.19	99.77
4	539.83	1743.29	3.23	12.80	511.54	6549.56	419.19	68.72
3	686.90	2131.76	3.10	9.57	388.46	3719.25	419.19	38.43
2	686.90	2397.14	3.49	6.47	265.39	1717.26	419.19	17.55
1	851.87	2539.45	2.98	2.98	142.31	424.22	419.19	3.73
Periodo :								
T	0.628							

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

I due periodi ottenuti, rispettivamente $T = 0.602s$ in direzione x e $T = 0.628s$ in direzione y risultano essere un po' più bassi rispetto a quello di normativa, che si ricordi essere pari a $T = 0.670s$. Inoltre lungo x, come ci si aspetta, il periodo è un po' più basso perché come anticipato nella previsione, la struttura risulta essere più rigida. A conferma di quanto ottenuto è stato ripetuto il taglio tra i pilastri ottenendo :

Ordine	x - pilastri equivalenti	y - pilastri equivalenti
Mansarda	14.57	13.78
5	16.87	15.70
4	16.78	15.51
3	16.06	14.74
2	16.06	14.74
1	16.84	15.29

Tab. 11. Ripartizione del taglio tra i pilastri

Nella fase iniziale in cui è stata realizzata la carpenteria, si è ipotizzato che il taglio di piano venisse diviso tra 16 pilastri in direzione x e 14 in direzione y. In sostanza dai calcoli ottenuti, è come se il taglio di piano si dividesse tra 16.20 pilastri in direzione x (anziché 16) e 14.95 in direzione y (anziché 14). Ciò risulta essere pienamente accettabile.

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

- In direzione x, 16 pilastri e 18 travi
- In direzione y, 14 pilastri e 17 travi.

Ciascun pilastro assorbe quindi 1/14 circa 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. 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.

<i>Impalcato</i>	<i>V_{pilastro} [kN]</i>	<i>Pos Punto Nullo [m]</i>	<i>Momento pilastro [kNm]</i>	<i>Momento trave da sisma [kNm]</i>	<i>ΔN pilastro [kN]</i>
<i>Mansarda</i>	42.65	0.88	37.53	18.77	7.36
5	87.98	1.60	140.77	89.15	42.32
4	124.52	1.60	199.23	170.00	108.99
3	152.27	1.60	243.63	221.43	195.83
2	171.22	1.60	273.96	258.79	297.31
1	181.39	1.48	268.46	271.21	403.67
1 piede		2.22	402.68		

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

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.

<i>Impalcato</i>	<i>V_{pilastro} [kN]</i>	<i>Momento pilastro [kNm]</i>	<i>Momento trave da sisma [kNm]</i>
<i>Mansarda</i>	51.18	45.04	22.52
5	105.58	168.93	106.98
4	149.43	239.08	204.00
3	182.72	292.36	265.72
2	205.47	328.75	310.55
1	217.67	322.15	325.45
1 piede		402.68	

anche questo x 1.2

Tab. 13. Caratteristiche di sollecitazione incrementate del 20%

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 "B" viene ottenuto moltiplicando per 1.1. Ciò è importante per garantire un meccanismo di collasso globale.

OK, anche se io consiglio un valore migliore

<i>Impalcato</i>	<i>V_{pilastro} [kN]</i>	<i>Momento pilastro [kNm]</i>	<i>Momento trave [kNm]</i>
<i>Mansarda</i>	51.18	49.55	22.52
5	105.58	185.82	106.98
4	149.43	262.99	204.00
3	182.72	321.59	265.72
2	205.47	361.63	310.55
1	217.67	354.36	325.45
1 piede		402.68	

Tab. 14. Caratteristiche di sollecitazione incrementate per la gerarchia delle resistenze

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, sono state studiate diverse travi maggiormente sollecitate cercando anche di vedere quali fossero le più caricate fra travi di spina e travi di bordo. In definitiva si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a 65.02 kN/m in assenza di sisma e 38.71 kN/m in presenza di sisma.

A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 196.70 kNm e 117.10 kNm, con riferimento ad una campata lunga 5.50 m.

Per la trave a spessore più caricata, lunga 3.80 m, si ha invece un carico massimo di 66.93 kN/m in assenza di sisma e 34.77 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 96.65 kNm e 50.20 kNm.

Una verifica di massima della trave emergente 30x70 più sollecitata può essere fatta sommando l'effetto del sisma nel momento della trave pari a 325.45 kNm a quello dei carichi verticali (117.10 kNm), ottenendo 442.55 kNm. Si ottiene così un momento totale accettabile per una sezione 30x70.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 88.95 kN a 1376.75 kN. Dopo aver calcolato la variazione di sforzo normale a seguito dell'azione sismica, sono state determinate le coppie M-N più gravose. Considerando pilastri 30x80 con ferri 5 ϕ 20 sul lato corto si ottengono i seguenti domini di resistenza :

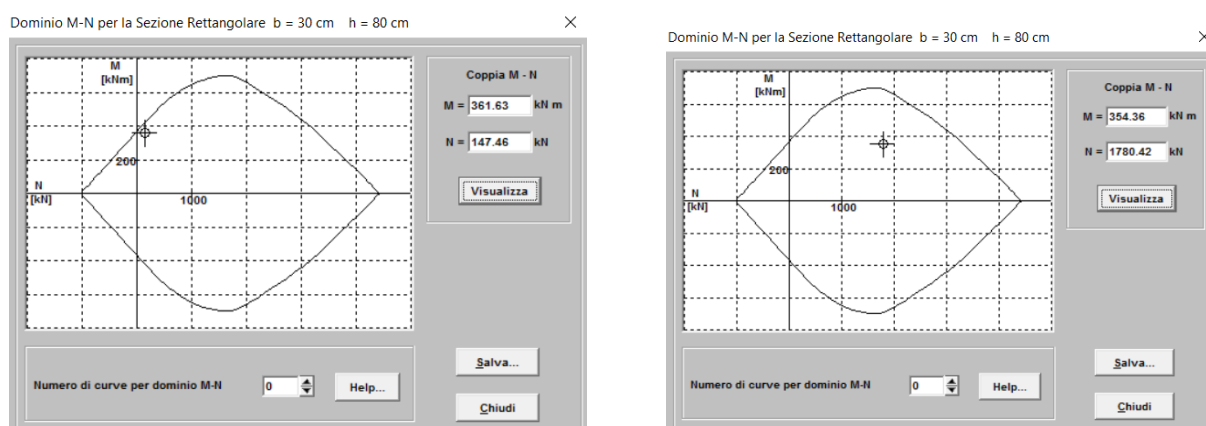


Fig. 11. Domini di resistenza dei pilastri

La sezione 30x80 sembra essere al limite per il pilastro più sollecitato ma accettabile, infatti si è deciso comunque di utilizzarla perché questo risulterà essere probabilmente il solo e soprattutto perché la variazione di sforzo normale dovuta al sisma non è particolarmente elevata tale da cambiare il giudizio su quanto detto.

Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Sono stati successivamente affinati i calcoli in modo da determinare i pesi delle masse di piano, le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio di inerzia delle masse. Si riportano di seguito i carichi verticali agenti sulle travi nelle due condizioni di carico da esaminare, ovvero in assenza di sisma ($g_d + q_d$) ed in presenza di sisma ($g_k + \psi_2 q_k$). I valori ottenuti nella condizione in assenza di sisma risultano essere coincidenti con quelli previsti e la trave più sollecitata risulta essere quella che era stata supposta in partenza. Il momento calcolato è pressoché identico.

Si riportano di seguito i calcoli dei carichi agenti sulle travi esclusivamente per il primo impalcato in modo da poter dare un'idea al lettore. Analogamente viene fatto per le masse di piano. I calcoli ottenuti per gli altri impalcato sia per quanto riguarda i carichi agenti sulle travi che per le masse di piano, sono riportati nell'*allegato 1 e 2* della relazione di calcolo.

Telaio	Campata	g_k	q_k	senza sisma	con sisma
1x	1-2	29.76	17.55	65.02	38.71
	2-3	29.76	17.55	61.47	38.71
2x	3-4	25.50	28.16	65.02	37.63
	5-6	14.12	2.00	21.36	14.72
	6-7	14.12	6.02	27.39	15.93
	7-8	14.12	6.02	27.39	15.93
3x	9-10	27.11	17.09	60.87	32.23
	10-11	27.11	17.09	60.87	32.23
	11-12	29.84	17.09	64.42	34.96
	12-13	24.21	9.24	45.33	28.96
	13-14	9.51	3.84	18.12	10.66
	14-15	9.51	3.84	18.12	10.66
	15-16	13.44	3.84	23.24	14.60
4x	17-18	20.50	5.00	34.15	22.00
	18-19	20.50	5.00	34.15	22.00
	19-20	20.50	5.00	34.15	22.00
	20-21	28.60	10.00	52.18	34.60
	21-22	14.12	3.20	23.16	15.08
	22-23	7.56	3.52	15.10	8.61
	23-24	7.56	3.52	15.10	8.61
5x	25-26	7.77	3.68	15.62	8.87
	26-27	9.30	3.68	17.61	10.76
6x	28-29	14.12	3.20	23.16	15.08
	29-30	14.12	3.20	23.16	15.08

Telaio	Campata	g_k	q_k	senza sisma	con sisma
1y	1-9	14.12	3.20	23.16	15.08
	9-17	8.66	3.20	23.16	15.08
2y	2-10	7.56	3.52	15.10	8.61
	10-18	7.56	3.52	15.10	8.61
3y	3-11	7.34	3.36	14.59	8.35
	11-19	8.87	3.36	16.57	9.88
4y	4-12	16.74	6.46	31.45	18.67
	12-20	9.09	3.52	31.45	10.14
5y	5-13	26.21	16.42	58.70	31.14
	13-21	14.23	7.39	29.58	21.62
6y	6-14	28.18	15.84	60.39	32.93
	14-22	26.34	16.51	59.01	31.29
	22-25	20.07	7.68	37.62	22.38
7y	25-28	20.07	7.68	37.62	22.38
	7-15	32.13	14.93	64.16	36.61
	15-23	29.40	18.82	66.44	35.04
	23-26	28.89	19.58	66.93	34.77
	26-29	30.42	19.58	68.92	36.30
8y	8-16	18.62	8.64	37.16	21.21
	16-24	19.82	8.64	38.72	22.41
	24-27	21.35	8.64	40.71	23.94
	27-30	21.35	8.64	40.71	23.94

Tab. 15. Carichi verticali agenti sul primo impalcato

	<i>Impalcato 1</i>	
<i>Tipo carico</i>	<i>Q.ta</i>	<i>Peso [kN]</i>
<i>Solaio del piano tipo</i>	390.92	1895.97
<i>Solaio di copertura</i>		
<i>Sbalzo piano tipo</i>	20.31	135.03
<i>Cornicione</i>		
<i>Scala</i>	18.48	182.79
<i>Travi 30x70</i>	156.95	692.15
<i>Travi 30x60</i>		
<i>Travi 90x24</i>	42.20	121.54
<i>Tamponature</i>	94.14	514.40
<i>Tramezzi</i>	104.19	248.13
<i>Pilastrini 30x80</i>	30.00	666.00
<i>Pilastrini 30x70</i>		
<i>Pilastrini 30x60</i>		

Tab. 16. Peso del primo impalcato ottenuto affinando i calcoli

Si riportano di seguito le masse di piano, le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio di inerzia delle masse.

<i>Masse di piano</i>				
<i>Impalcato</i>	<i>Peso tot impalcato [kN]</i>	<i>Massa [t]</i>	<i>Area[m²]</i>	<i>Peso medio [kN/m²]</i>
<i>Mansarda</i>	3017.96	307.64	426.77	7.07
5	4176.29	425.72	411.23	10.16
4	4176.29	425.72	411.23	10.16
3	4366.00	445.06	411.23	10.62
2	4366.00	445.06	411.23	10.62
1	4456.00	454.23	411.23	10.84

<i>Masse di piano</i>				
<i>Impalcato</i>	<i>Peso tot impalcato [kN]</i>	<i>x [m]</i>	<i>y [m]</i>	<i>ρ_m [m]</i>
<i>Mansarda</i>	3017.96	18.3	6.65	10.85
5	4176.29	17.89	6.45	10.83
4	4176.29	17.89	6.45	10.83
3	4366.00	17.89	6.45	10.83
2	4366.00	17.89	6.45	10.83
1	4456.00	17.89	6.45	10.83

Tab. 17. Masse di piano

I valori ottenuti risultano non discostarsi molto da quelli previsti inizialmente. Per i primi 5 impalcati si era posto un peso unitario pari a 10 kN/m² che adesso calcolato in modo preciso risulta essere pari a 10.84 per il primo impalcato, 10.62 per il secondo ed il terzo e 10.16 per quarto e quinto. Per la mansarda si era supposto un peso pari a 8 kN/m² che invece in modo più preciso risulta 7.07.

Le coordinate del baricentro delle masse, risultano ad 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 $b=32.65$ m e $h=18.55$ m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe $\rho_m = 10.84$ m. Questo valore risulta confermare che anche i valori di ρ_m sono pienamente 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 32.65 m in direzione x e 18.55 m in direzione y , le eccentricità accidentali sono 0.93 m e 1.63 m, rispettivamente per sisma agente in direzione x e in direzione y .

Perfezionamento dei dati e ricalcolo dei periodi

Prima di eseguire un controllo ed una verifica dei risultati utilizzando il calcolatore, a seguito della differenza dei periodi trovata nella previsione (i quali si ricorda risultano essere pari a: $T=0.602$ s in direzione x e $T=0.628$ s in direzione y) si è scelto, sebbene non fosse strettamente necessario, di affinare i calcoli effettuando nuovamente un'analisi delle forze di piano applicando le formule di normativa dell'analisi statica. In questo caso però sono state usate le masse di piano ricalcolate accuratamente e quindi si è proceduto al calcolo del taglio globale e delle forze al piano in modo da avere i dati pronti sia da comparare che da inserire nel calcolatore.

Lungo x si è ottenuto :

<i>Impalcato</i>	<i>Peso impalcato W [kN]</i>	<i>Massa impalcato [kN s²/m]</i>	<i>z [m]</i>	<i>Wz [kNm]</i>	<i>F_x [kN]</i>	<i>V_{globale} [kN]</i>
<i>Mansarda</i>	3017.96	307.64	18.70	56435.87	605.55	605.55
5	4176.29	425.72	16.50	68908.76	739.38	1344.92
4	4176.29	425.72	13.30	55544.64	595.98	1940.91
3	4366.00	445.06	10.10	44096.61	473.15	2414.06
2	4366.00	445.06	6.90	30125.41	323.24	2737.30
1	4456.00	454.23	3.70	16487.20	176.90	2914.20
<i>TOT</i>	24558.54			271598.50		

Tab. 18. Taglio globale e forze al piano lungo x

<i>Impalcato</i>	<i>F_x [kN]</i>	<i>e_a [m]</i>	<i>M [kNm]</i>
<i>Mansarda</i>	605.55	0.93	561.64
5	739.38	0.93	685.77
4	595.98	0.93	552.77
3	473.15	0.93	438.85
2	323.24	0.93	299.81
1	176.90	0.93	164.08

Tab. 19. Eccentricità accidentale in direzione x

Lungo y si ha :

<i>Impalcato</i>	<i>Peso impalcato W [kN]</i>	<i>Massa impalcato [kN s²/m]</i>	<i>z [m]</i>	<i>Wz [kNm]</i>	<i>F_y [kN]</i>	<i>V_{globale} [kN]</i>
<i>Mansarda</i>	3017.96	307.64	18.70	56435.87	580.48	580.48
5	4176.29	425.72	16.50	68908.76	708.77	1289.24
4	4176.29	425.72	13.30	55544.64	571.31	1860.55
3	4366.00	445.06	10.10	44096.61	453.56	2314.11
2	4366.00	445.06	6.90	30125.41	309.86	2623.97
1	4456.00	454.23	3.70	16487.20	169.58	2793.55
<i>TOT</i>	24558.54			271598.50		

Tab. 20. Taglio globale e forze al piano lungo y

<i>Impalcato</i>	<i>F_y [kN]</i>	<i>e_a [m]</i>	<i>M [kNm]</i>
<i>Mansarda</i>	580.48	1.63	947.63
5	708.77	1.63	1157.06
4	571.31	1.63	932.66
3	453.56	1.63	740.44
2	309.86	1.63	505.84
1	169.58	1.63	276.84

Tab. 21. Eccentricità accidentale in direzione y

Programma di calcolo e modellazione della struttura

La struttura è stata calcolata utilizzando il programma agli elementi finiti Tel2008, un programma freeware realizzato dal prof. Ing. Aurelio Gherzi. Il programma e la relativa documentazione sono disponibili nel sito internet www.dica.unict.it/users/agherzi/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, se non nella zona di fronte la scala dell'edificio, di raccordo fra i due "rettangoli" che però nella pratica è stata "cucita" mediante trave a spessore 115 con 3ϕ16 in zona tesa e altrettanti in zona compressa. Queste scelte sono però state 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 pianerottolo di riposo e collegate direttamente all'impalcato di provenienza.

Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati

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

Sono stati risolti sei schemi base.

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

*In realtà nei file di Tel sono 8 (incluse analisi statiche).
L'ordine è diverso da quello che ho suggerito*

Esame dei risultati del calcolo

Gli schemi di carico facenti riferimento ai carichi verticali sono gli schemi 5 e 6. Questi mostrano risultati coerenti con le previsioni. Dall'analisi dei telai spaziali, il più sollecitato risulta essere il telaio 1x, come previsto, nel quale vi è presente la trave emergente più sollecitata (trave 101, campata 1-2), nella quale i valori agli estremi delle travi risultano essere pari a 92.08 kNm e 174.68 kNm con un valore in mezzzeria pari a 114.18 kNm.

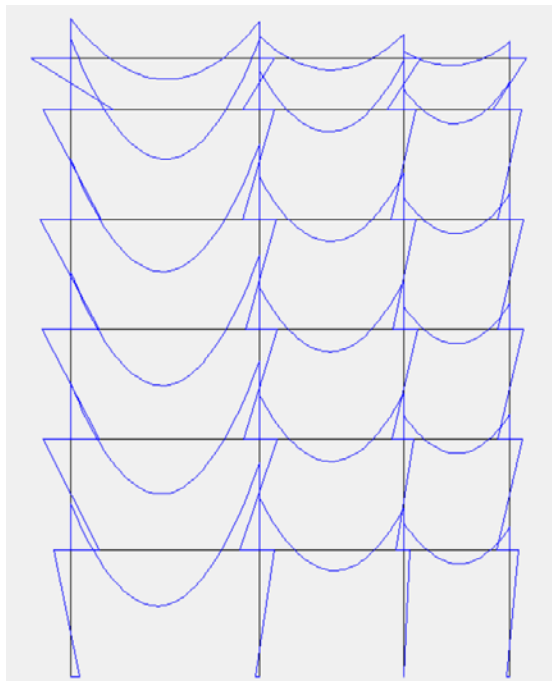


Fig. 12. Diagramma del momento flettente – telaio 1x (1..4), carichi verticali massimi

Discorso analogo può essere fatto per la condizione di carico 6, carichi verticali in presenza di sisma, in cui i momenti coerentemente alla combinazioni scendono a 54.89 kNm e 104.13 kNm con un valore massimo di 68 kNm.

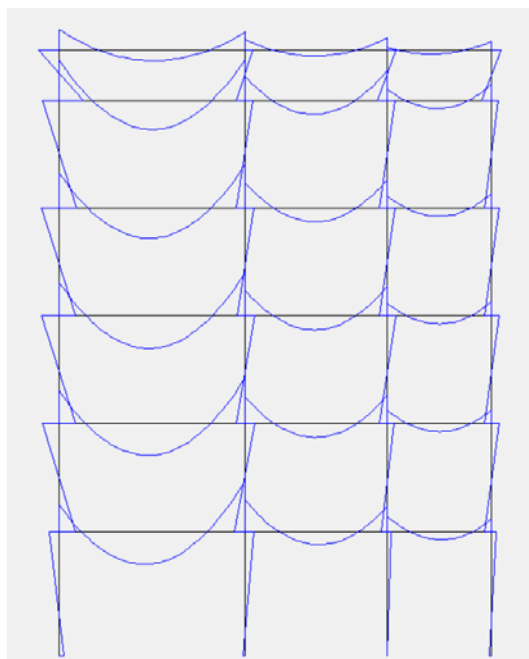
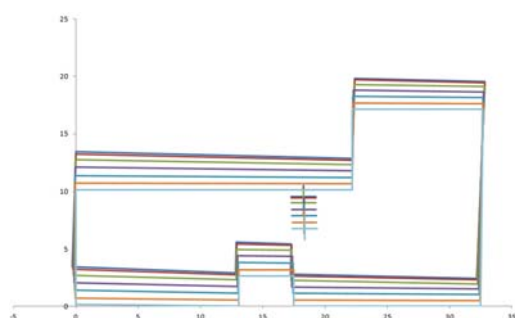
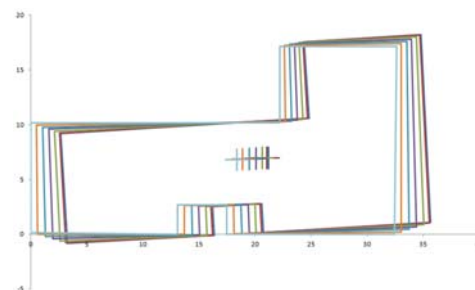


Fig. 13. Diagramma del momento flettente – telaio 1x (1.4), carichi verticali minimi

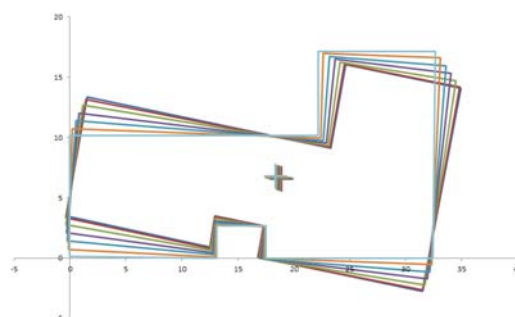
Per quanto riguarda l'effetto del sisma, valutato col centro di massa nella sua posizione nominale, si riportano nella figura che segue le prime tre deformate modali dell'edificio (viste dall'alto) con i relativi periodi. Le deformate modali dei successivi tre modi sono riportati nell'allegato 3 della relazione di calcolo



Modo 1 ; $T = 0.644$



Modo 2 ; $T = 0.615$



Modo 3 ; $T = 0.566$

Fig. 14. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione y, con ^{leggera} trascurabili rotazioni. Il suo periodo (0.644 s) è di poco inferiore rispetto a quello previsto (0.624 s); la corrispondente ordinata dello spettro di

progetto è 0.135 g. Il secondo modo mostra traslazioni in direzione x , accoppiate con leggere rotazioni che però si ritengono accettabili. Il suo periodo (0.615 s) è anche questo non molto lontano da quello previsto (0.600 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.140 g. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione ed il suo periodo (0.566 s) risulta essere inferiore rispetto ai primi a tal punto da non dubitare sulla rigidezza torsionale della struttura. I modi successivi mostrano spostamenti e rotazioni sostanzialmente disaccoppiati.

Le masse partecipanti relative ai primi 6 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione y , il secondo per la x) ed un successivo modo (il quarto per la direzione y , il quinto per la x) che contribuisce con un ulteriore 11% circa. 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.

Inoltre come già detto il rapporto fra il periodo traslazionale ed il periodo rotazionale risulta essere maggiore di 1 confermando ulteriormente quanto detto.

Tab. 22. Masse partecipanti, per sisma x e y

<i>Modo</i>	<i>T</i>	<i>Mas X</i>	<i>Mas Y</i>
1	0.644	0.10%	81.84%
2	0.615	78.00%	0.27%
3	0.566	4.54%	0.60%
4	0.215	0.02%	11.58%
5	0.206	11.05%	0.04%
6	0.187	0.66%	0.09%

Si riportano di seguito gli inviluppi degli spostamenti modali a confronto con gli spostamenti dovuti all'analisi statica. Si ha una conferma dei comportamenti traslazionali con trascurabili rotazioni, come previsto in precedenza. Per sisma lungo y si era previsto uno spostamento in testa pari a 17.29mm mentre per sisma lungo x pari a 16.60mm. I valori medi in testa stimati per analisi modale lungo y risultano essere pari a 17.7, mentre lungo x 16.2mm. Ciò conferma sostanzialmente quanto previsto. L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

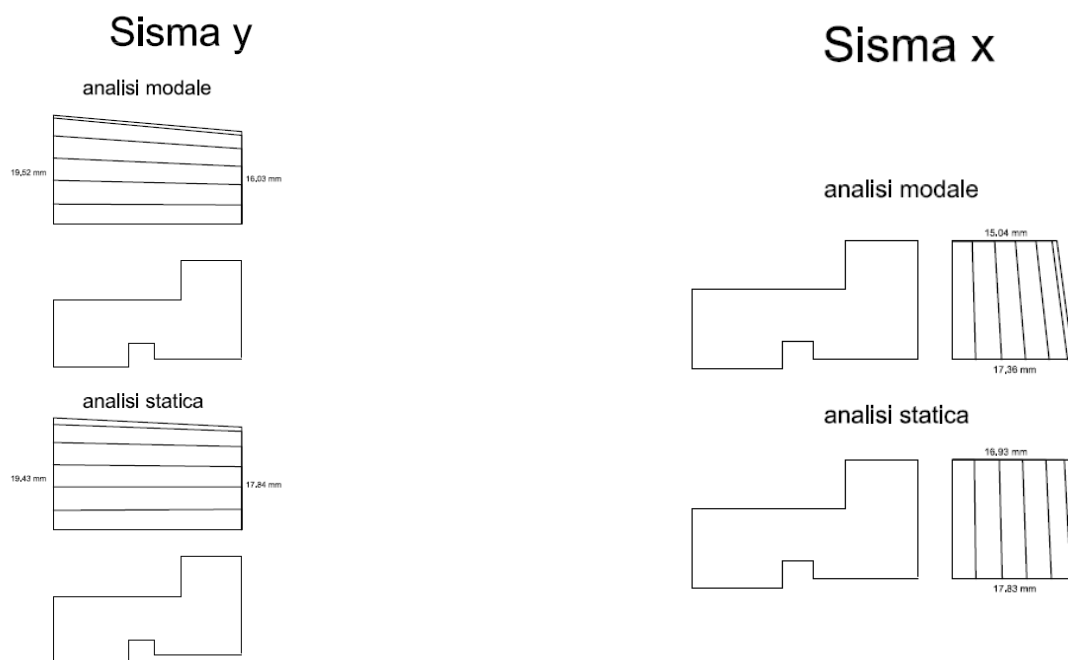


Fig. 15. Inviluppo delle deformate modali e delle deformate dell'analisi statica lungo x e lungo y

Si può inoltre confermare il comportamento della struttura, notando che gli spostamenti (sia massimi che medi) sono simili nelle due direzioni. Non sono esattamente uguali e quindi questo conferma che alle traslazioni vi sono accoppiate delle modeste rotazioni, come previsto, che però non destano sospetto.

Nelle figure che seguono si riportano i momenti flettenti nei due telai di estremità (1y e 7y) per effetto del sisma in direzione y e quella dei due telai di estremità (1x e 6x) per effetto del sisma in direzione x. Per quanto riguarda i telai 1y e 7y si può notare che i momenti flettenti sono abbastanza

uniformi in relazione ai pilastri allungati lungo la direzione y, che per il telaio 1y sono tutti e tre mentre per il telaio 7y sono il secondo e il terzo pilastro partendo da sinistra.

i 2 Telai
non sono
in scala
uguale

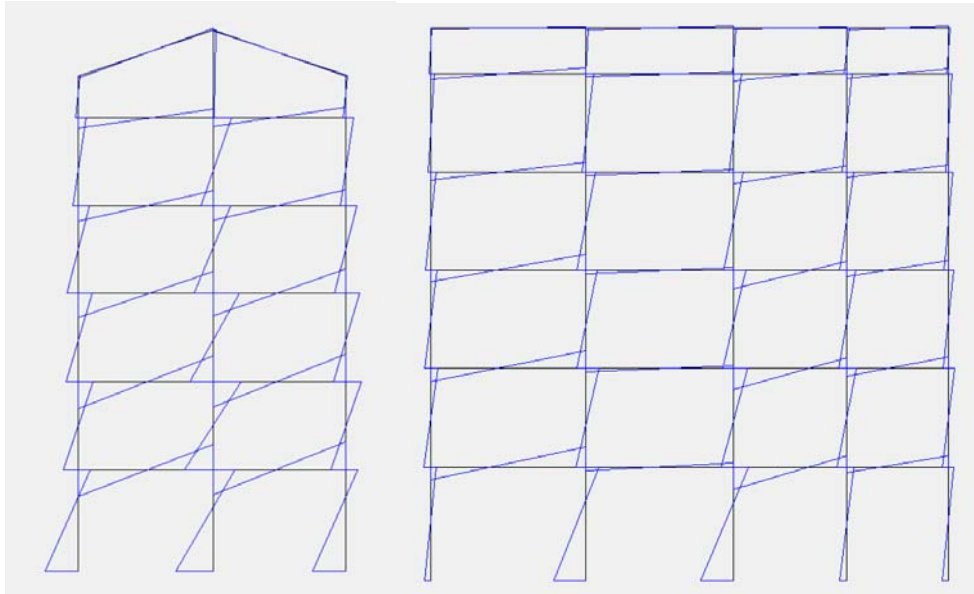


Fig. 16. Diagramma del momento flettente nei telai 1y (a sinistra) e 7y (a destra), analisi modale, sisma y

Per quanto riguarda il sisma in direzione x, anche qui sostanzialmente si nota un momento uniforme agente lungo i pilastri di coltello disposti in direzione x. Si ha :

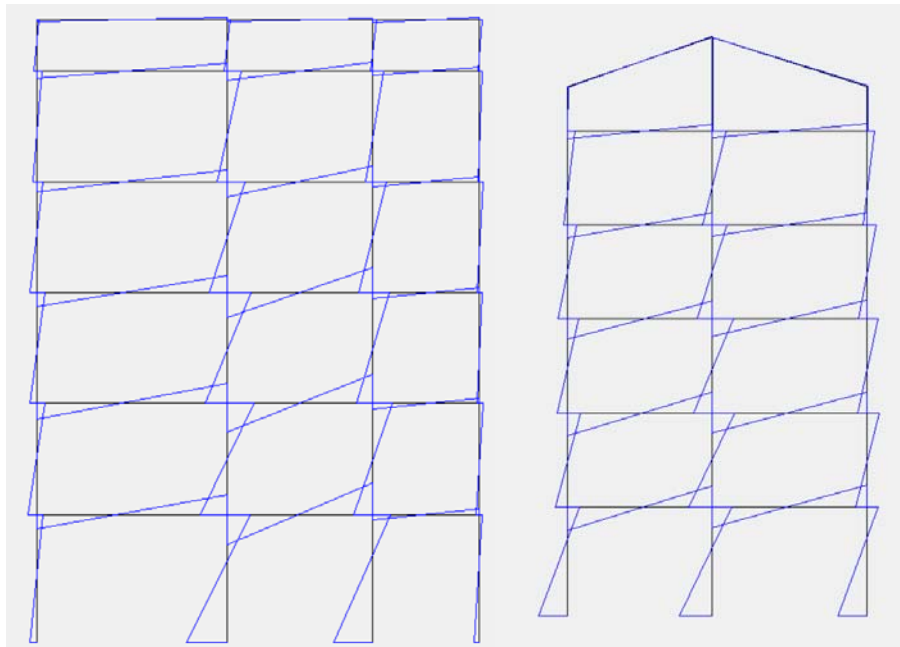


Fig. 17. Diagramma del momento flettente nei telai 1x (a sinistra) e 6x (a destra), analisi modale, sisma x

Sono stati così confrontati i valori ottenuti col software con quelli previsti analiticamente. Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui pilastri allungati lungo la direzione x.

Pilastr	Previsione	Tel08	
<i>Impalcato</i>	<i>Taglio max previsto [kN]</i>	<i>Taglio max Analisti statica [kN]</i>	<i>Taglio max Analisi modale [kN]</i>
<i>Mansarda</i>	45.76	66.58	61.54
5	87.78	89.72	87.57
4	127.41	121.07	120.21
3	165.53	163.75	159.38
2	187.70	186.80	181.50
1	190.60	181.02	180.04

Tab. 23. Tagli massimi pilastri (kN) : valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

Pilastr	Previsione	Tel08	
<i>Impalcato</i>	<i>Momento max previsto [kNm]</i>	<i>Momento max Analisi statica [kNm]</i>	<i>Momento max Analisi modale [kNm]</i>
<i>Mansarda</i>	40.27	56.36	52.08
5	140.45	169.89	164.89
4	203.86	195.71	195.43
3	264.85	272.80	267.54
2	300.31	301.68	291.98
1	282.09	248.55	247.79
<i>1 piede</i>	423.13	421.24	418.44

Tab. 24. Momenti flettenti massimi pilastri (kNm) : valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

E per le travi, sempre lungo la direzione x :

Travi	Previsione	Tel08	
<i>Impalcato</i>	<i>Momento max previsto [kNm]</i>	<i>Momento max Analisi statica [kNm]</i>	<i>Momento max Analisi modale [kNm]</i>
<i>Mansarda</i>	20.14	27.85	27.45
5	90.36	100.25	99.91
4	172.16	163.39	157.04
3	234.36	259.67	254.89
2	282.58	299.78	294.93
1	291.20	319.82	316.94

Tab. 25. Momenti flettenti massimi travi (kNm) : valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui pilastri allungati lungo la direzione y.

Pilastri	Previsione	Tel08	
<i>Impalcato</i>	<i>Taglio max previsto [kN]</i>	<i>Taglio max Analisi statica [kN]</i>	<i>Taglio max Analisi modale [kN]</i>
<i>Mansarda</i>	46.56	62.96	60.08
5	90.80	103.47	108.78
4	132.57	127.63	130.98
3	173.53	178.14	180.39
2	196.76	198.84	202.84
1	201.97	185.19	180.85

Tab. 26. Tagli massimi pilastri (kN) : valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

Pilastri	Previsione	Tel08	
<i>Impalcato</i>	<i>Momento max previsto [kNm]</i>	<i>Momento max Analisi statica [kNm]</i>	<i>Momento max Analisi modale [kNm]</i>
<i>Mansarda</i>	40.97	56.14	53.57
5	145.28	197.55	206.17
4	212.12	209.59	216.58
3	277.64	298.60	302.60
2	314.82	326.78	332.49
1	298.91	253.91	248.51
<i>1 piede</i>	448.37	433.35	427.03

Tab. 27. Momenti flettenti massimi pilastri (kNm) : valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

Travi	Previsione	Tel08	
<i>Impalcato</i>	<i>Momento max previsto [kNm]</i>	<i>Momento max Analisi statica [kNm]</i>	<i>Momento max Analisi modale [kNm]</i>
<i>Mansarda</i>	20.49	25.45	24.30
5	93.13	115.44	120.42
4	178.70	175.42	180.78
3	244.88	278.13	281.67
2	296.23	310.39	314.40
1	306.87	312.46	317.57

Tab. 28. Momenti flettenti massimi travi (kNm) : valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

E' stato fatto anche un confronto fra le rigidezze previste e quelle stimate. Questo risulta riportato nell'*allegato 4* della relazione di calcolo in cui si può notare che la previsione è stata fatta correttamente.

Nelle figure che seguono viene invece 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 invece mostra gli spostamenti incrementati per tenere conto dell'eccentricità accidentale.

Si può notare che l'incremento degli spostamenti massimi in direzione x (più rigida) è abbastanza contenuto perché circa pari al 5%, mentre quello degli spostamenti in direzione y risulta essere più

alto e compreso fra 15 e 20%. Questo però è possibile giustificarlo e accettarlo a causa della rilevante lunghezza dell'edificio di circa 33 metri.

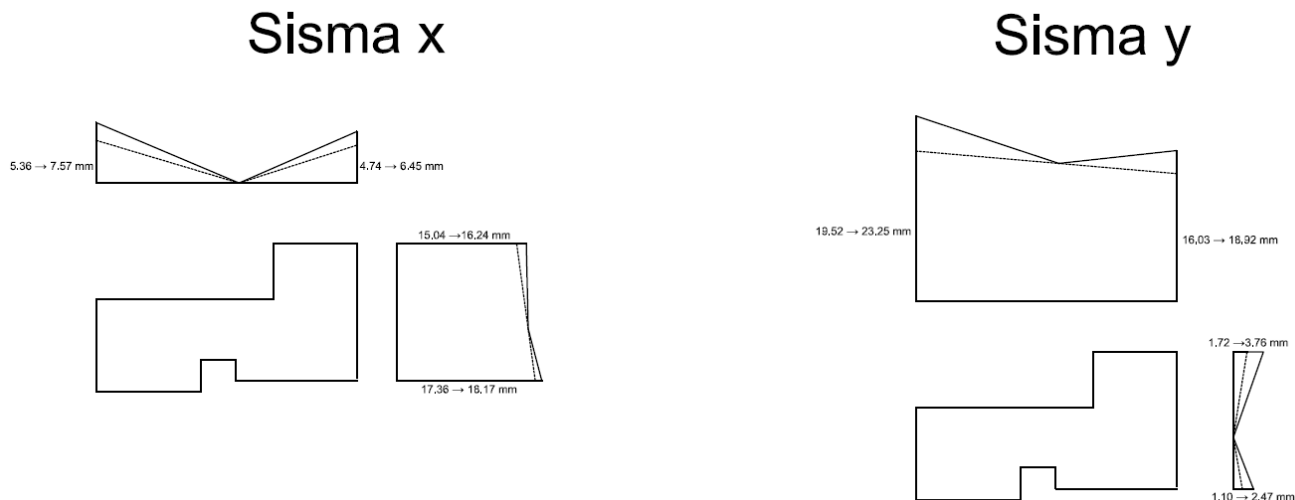


Fig. 18. Effetto complessivo del sisma x e del sisma y, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

Nelle figure che segue è mostrato cosa avviene combinando l'effetto del sisma in una direzione col 30% dell'effetto del sisma nell'altra direzione. La linea tratteggiata rappresenta l'effetto del solo sisma x (o y), la linea continua mostra l'incremento dovuto all'aliquota di sisma nell'altra direzione. Si nota un modesto incremento degli spostamenti massimi in ciascuna direzione, dell'ordine del 5%. Si tenga presente però che ai massimi spostamenti in ciascuna direzione si accoppiano spostamenti nella direzione ortogonale pari a circa il 35% dei massimi, il che potrebbe implicare una presenza di pressoflessione deviata nei pilastri.

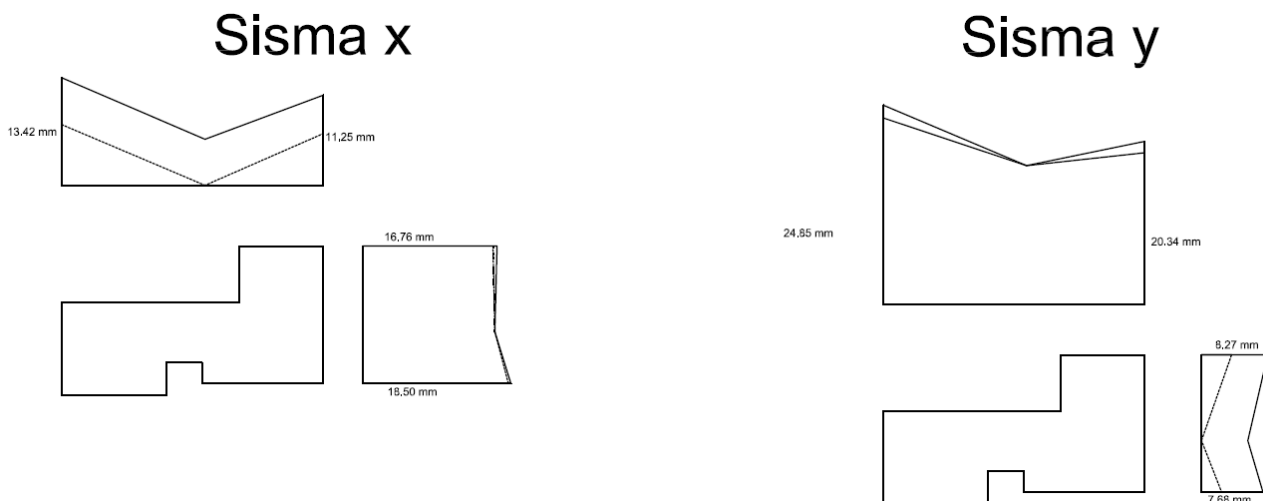


Fig. 19. Effetto complessivo del sisma prevalente x, ovvero sisma x + 0.3 sisma y e del sisma y ovvero sisma y + 0.3 sisma x

Per quanto visto, è possibile confermare che il comportamento della struttura risulta sostanzialmente buono. A posteriori, forse, si sarebbe potuto cercare di migliorarlo evitando anche le modeste rotazioni che si accoppiano alle traslazioni nelle due direzioni. Ciò però non è risultato inaspettato

perché è il compromesso da accettare a seguito del fatto che in prima fase progettuale si è voluto mantenere inalterato l'architettonico e soprattutto perché la struttura è molto lunga in direzione x. I risultati ottenuti quindi hanno soddisfatto il progettista, procedendo così all'esame delle armature.

Esame delle armature – Le travi

Si è proceduto ad armare tutte le travi presenti nell'edificio. Si esamina a titolo d'esempio il telaio 113 in cui vi è presente la trave 7-29 rappresentata nella *Tavola 3 – Trave*, la quale risulta essere una trave abbastanza caricata sia da carichi verticali che da sisma. Essa è inoltre più sollecitata al primo impalcato, piuttosto che ai successivi, in cui si ha che :

Piano	Campate	Sollecitazione	Lunghezza campate	q_{max}	q_{min}	F	$q_{min}+F_{spu}$	$q_{min}-F_{spu}$
1	7-15	M_{sin}	5.10	-74.63	-42.22	175.58	133.08	-192.89
		M_{des}		-148.82	-84.93	-239.18	-250.90	146.74
	15-23	M_{sin}	4.75	-137.55	-72.76	322.47	229.12	-305.42
		M_{des}		-115.26	-61.11	-339.94	-313.18	256.29
	23-26	M_{sin}	3.80	-77.87	-40.50	49.29	-7.93	-54.69
		M_{des}		-74.76	-38.86	-35.68	-61.51	2.96
	26-29	M_{sin}	3.20	-66.72	-35.10	143.54	104.39	-154.99
		M_{des}		-33.14	-17.24	-161.24	-156.45	138.33

Tab. 29. Trave T7-29

Si è proceduto così alla verifica delle sezioni, per cui si ha :

Momento resistente con semplice armatura ($r = 0.0197$)

$$M_{Rd} = \frac{bd^2}{r^2} = 336.73kNm$$

Con doppia armatura ($u = 0.25$; $r = 0.0171$) :

$$M_{Rd} = \frac{bd^2}{r'^2} = 446.91kNm$$

La sezione, per tali valori risulta essere pienamente accettabile.

Prima di presentare l'armatura a flessione della trave, di seguito viene riportato il diagramma dei momenti flettenti rappresentato con il software "MomCad" del prof. ing. Gherzi in cui sono state inviluppate le tre combinazioni q_{max} , $q_{min}+sisma$ ($q_{min}+F$) e $q_{min}-sisma$ ($q_{min}-F$). Si precisa che il diagramma è stato rappresentato inserendo i valori non spuntati dei momenti. Si è deciso di rappresentare la spuntatura solo nella tavola allegata (Tavola 3 – Trave).

Di seguito si riporta l'involuppo del diagramma dei momenti, per cui si ha :

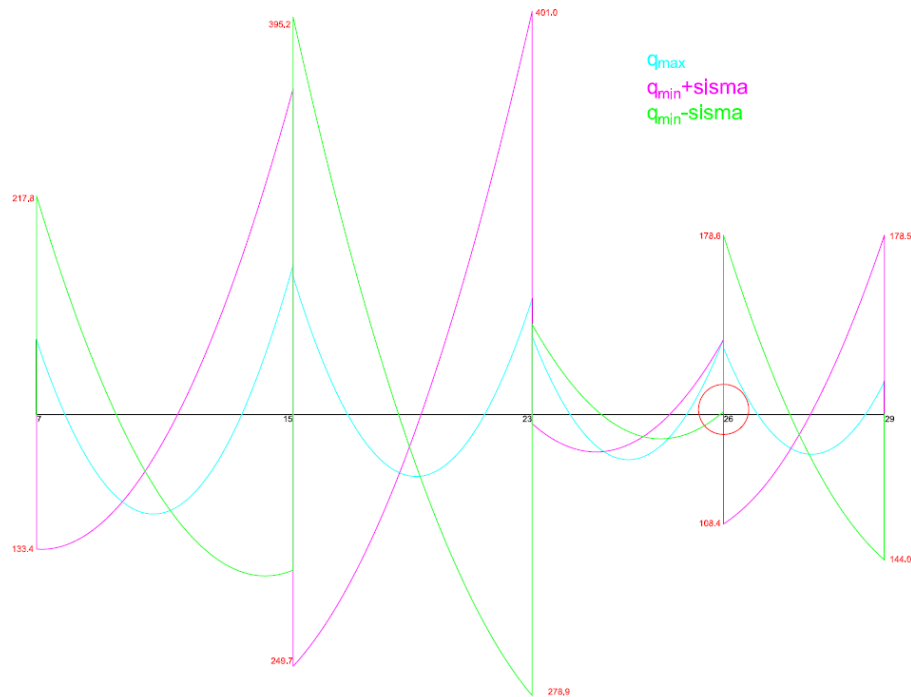


Fig. 20. Involuppo dei momenti, trave T7-29

L'andamento del diagramma del momento flettente risulta concordare con quanto detto in precedenza e cioè che l'effetto del sisma risulta molto importante ma vi è anche una buona presenza di carichi verticali.

Un aspetto che si vuole sottolineare riguarda soprattutto la trave a spessore. Come è possibile notare nella figura che segue, l'involuppo $q_{min} - sisma$ (rappresentato in verde) presenta valori negativi sia a sinistra che a destra della campata oggetto di studio. Ciò è fondamentalmente dovuto al fatto che la trave a spessore risulta essere posta tra un pilastro di coltello ed uno di piatto ed è caricata molto per carichi verticali. Ciò comporta che in questo caso l'effetto del sisma risulti essere meno prevalente

di quello dei carichi verticali e da qui l'andamento del momento destro che non si presenta positivo in prossimità dell'appoggio 26.

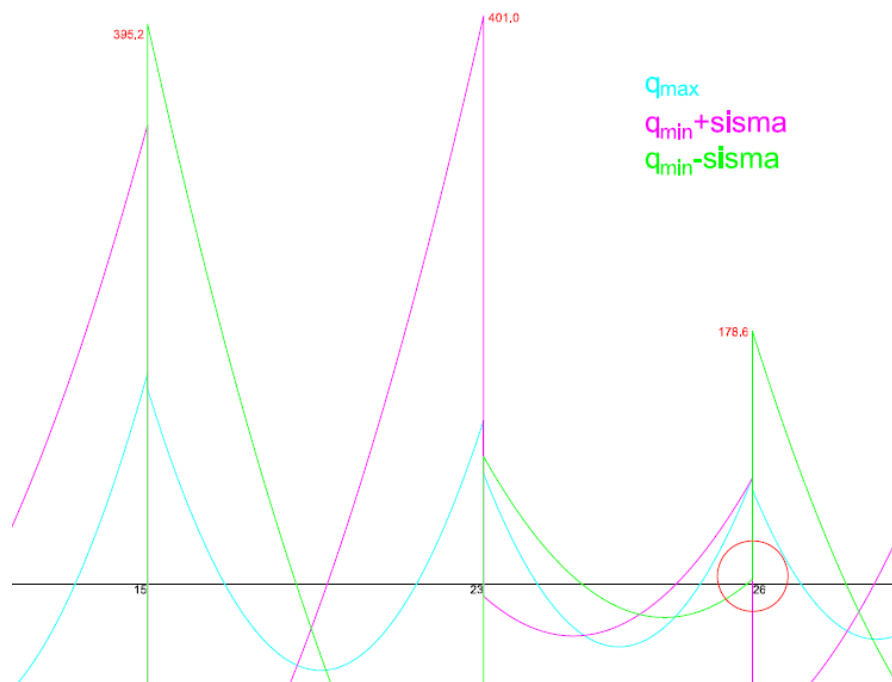


Fig. 21. Dettaglio dell'involuppo dei momenti nella trave a spessore, trave T7-29

Tale andamento, in una prima fase progettuale, ha destato sospetto e quindi sono stati analizzati i comportamenti presenti anche nelle altre travi a spessore. Si è notato, confermando quanto detto, che laddove i carichi verticali sono bassi, il sisma continua ad avere l'effetto predominante che vi è in tutte le travi dell'edificio e sebbene la trave a spessore sia una trave secondaria che non “prende” molto sisma, si ha sempre un momento negativo a sinistra e positivo a destra. Laddove invece i carichi verticali risultano essere rilevanti (e i pilastri non sono entrambi di coltello), si verifica quanto accade nella trave T7-29. A Conferma di quanto detto, è stato analizzato anche il diagramma del momento flettente della trave di bordo T8-30 la quale risulta meno caricata per carichi verticali perché di bordo (rispetto alla T7-29) e più caricata invece da sisma (anche perché è posta fra due

pilastri di coltello). Il diagramma del momento che presenta al primo impalcato risulta essere il seguente :

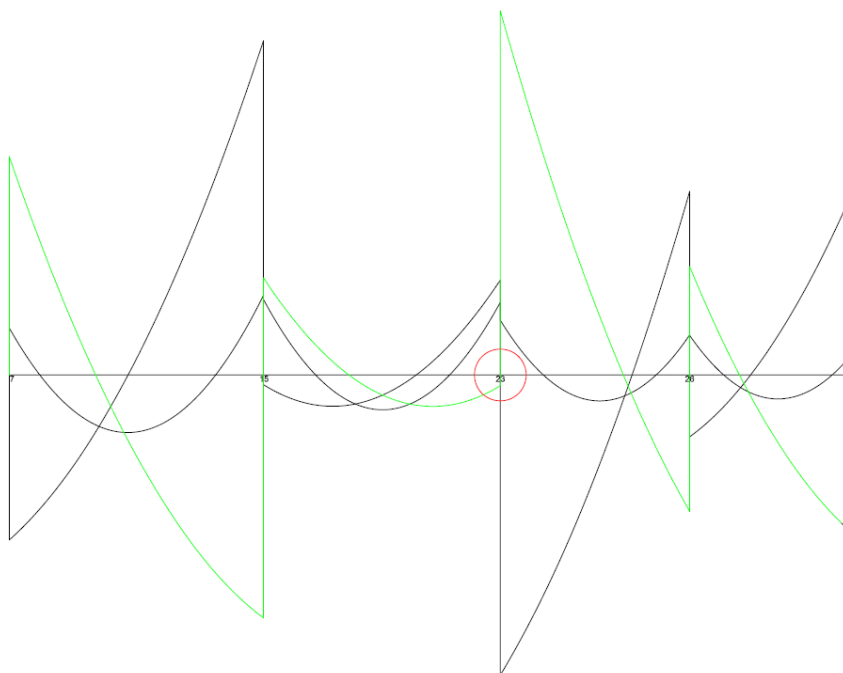


Fig. 22. Diagramma del momento flettente della trave T8-30

E' possibile constatare dalla zona cerchiata in rosso quanto detto e cioè che in questo caso si ha un momento negativo a sinistra e positivo a destra. Visualizzando tutti i diagrammi dei momenti flettenti dell'edificio in cui vi sono presenti travi a spessore, si può confermare quanto detto.

La trave T7-29 risulta essere quindi armata per i primi due impalcati con armature $4\phi 16$, $4\phi 16+1\phi 20$ e $4\phi 16+2\phi 20$. Negli impalcati successivi vi è la presenza di $2\phi 16$, $3\phi 16$, $4\phi 16$ e $4\phi 16+1\phi 20$.

Tale armatura risulta essere molto comune anche nelle altre travi dell'edificio. Infatti generalmente quasi tutti le travi del fabbricato presentano per i primi tre impalcati armatura $4\phi 16$ e $4\phi 16+1\phi 20$. Procedendo al quarto e quinto impalcato si hanno $4\phi 16$ e $3\phi 16$, per poi all'ultimo impalcato avere quasi sempre $4\phi 16$, $3\phi 16$ e $2\phi 16$ (in cui si ricordi che le travi sono tutte a spessore).

I telai previsti come i più sollecitati da sisma sia in previsione che dall'analisi con Tel08, risultano essere anche i più armati. Si cita soprattutto il telaio T1-17 ed in particolare la campata 1-9 in cui sono stati disposti $1\phi 16+4\phi 20$ nell'appoggio di sinistra e $5\phi 20$ in quello di destra ed in genere armatura non inferiore a $2\phi 16+3\phi 20$ lungo tutto la trave. Ci si aspetterà quindi che anche i pilastri 1, 9 e 17 siano particolarmente armati visto che in generale la somma delle armature di bordo dei pilastri dovrà essere pari o superiore a quella presente nella trave. Tale trave era stata già prevista da un esame visivo come una delle più sollecitate da sisma anche perché perimetrale con tre pilastri di coltello lungo la direzione y.

Per le singole armature disposte nelle travi del fabbricato, si rimanda all'*Allegato 5* della relazione di calcolo in cui vi sono presenti tutte le armature disposte nelle travi dell'edificio.

Per quanto concerne l'armatura a taglio, per il telaio T7-29 si ha che :

Piano	Campate	Sollecitazione	Lunghezza campate	V_{max}	$V_{sd}/z f_{yd} \cot \theta$	staffe $\phi 8$	area staffe
1	7-15	M_{sin}	5.10	185.99	4.00	8	0.50
		M_{des}					
	15-23	M_{sin}	4.75	230.71	4.96	8	0.50
		M_{des}					
	23-26	M_{sin}	3.80	124.66	8.85	8	0.50
		M_{des}					
	26-29	M_{sin}	3.20	182.01	3.92	8	0.50
		M_{des}					

CONDIZIONI PASSO (SISMICHE)				
d/4	0.225	8 ϕ 16	24 ϕ staffe	MIN
0.17	0.225	0.128	0.192	0.128
0.17	0.225	0.128	0.192	0.128
0.05	0.225	0.128	0.192	0.050
0.17	0.225	0.128	0.192	0.128

Tab. 30. Armatura a taglio Trave T7-29

Per verificare le sezioni e definire l'armatura a taglio si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili staffature, per la trave emergente 30x70 e per la trave a spessore 90x24 con staffe a due bracci.

Si può dire che per la trave emergente più sollecitata 15-23, da calcolo nelle zone critiche si sarebbe potuto azzardare anche $\phi 8/15$. Per le zone non critiche è stata fatta una considerazione molto semplice di cui si serve di solito il progettista per avere in prima fase un'idea del passo delle staffe secondo la quale se da calcolo si ha che occorrono $4.96 \text{ cm}^2/\text{m}$, scegliendo staffe di area $\phi 8$ (sapendo che così si hanno 0.51 cm^2) e pensando di metterle a 2 bracci (ottenendo quindi 1.02 cm^2) si ha che $4.96/1.02=4.86$ cioè ci vogliono 4.86 volte 1.02 cm^2 . Quindi una staffa $\phi 8$ a 2 bracci ogni 20 cm ($100\text{cm}/4.86=20.57\text{cm}$) di trave soddisfa la richiesta statica lungo la zona non critica. In zona sismica devono essere rispettate delle condizioni limite di passo imposte dalla normativa che per la trave in questione sono riportate nella Tab 30 mentre per le altre travi nell'*allegato 5* della relazione di calcolo. Si può dire che in definitiva per tutte le travi sono state disposte staffe a 2 bracci con passo di 10 cm lungo le zone critiche (zona critica pari a 70cm per i primi tre impalcati) e con passo 20 cm nella zona non critica. Per quanto riguarda le travi a spessore, invece, sono state disposte

staffe a 4 bracci con passo 15 cm per tutta la campata, anche perché in queste le restrizioni sismiche possono non essere rispettate alla lettera (si è tenuto conto che $s \leq 0.8d$).

Esame delle armature – I pilastri

In seguito all'armatura delle travi, si è proceduto ad armare i pilastri. Nell'*allegato 6* della relazione di calcolo si riportano i valori delle armature ottenuti per i pilastri dell'edificio, che si ricordi sono pari a 30.

Si necessita di 8 tipologie di sezioni differenti che vengono riportate in seguito. E' importante precisare che per nominare le sezioni è stato scelto il criterio per cui la lettera indica il cambio di sezione del pilastro ($A = 30 \times 60$; $B = 30 \times 70$; $C = 30 \times 80$), mentre il numero indica il cambio di armatura lungo il lato corto o il lato lungo. Si sottolinei il fatto che le tipologie accompagnate dal numero 1 o 2 hanno essenzialmente lo stesso numero di ferri. La differenza è che il tipo 2 presenta armatura maggiore sul lato corto (e minore sul lato lungo) rispetto al tipo 1.

Ad esempio la tipologia B1 ha la stessa sezione della tipologia B ma è più armata sul lato lungo rispetto a B, mentre il tipo B2 è sempre con stessa sezione di B e B1 ma è più armato del tipo B1 solo lungo il lato corto (mentre lungo il lato lungo lo è di meno).

In questo modo, il lettore deve essere portato a pensare che all'aumentare del numero, l'armatura o nel lato corto o in quello lungo cresca e che i pilastri di tipo 1 e 2 sono armati ugualmente ma 1 indica maggiormente sul lato lungo mentre 2 maggiormente sul lato corto.

Si precisi inoltre che per la scelta dell'armatura si è tenuto conto del fatto che le sezioni per i primi tre ordini restano invariate (30×80), successivamente si riducono e restano le stesse per altri due ordini (30×70) e all'ultimo ordine diminuiscono nuovamente (30×60). Ciò comporta quindi che, a parte casi eccezionali, anche per l'armatura si è tenuto conto del fatto che il numero dei ferri, se non necessario, è bene diminuirlo al passaggio della sezione successiva. (Difficilmente si è deciso di armare per esempio i primi due ordini allo stesso modo ed i successivi quattro in un altro).

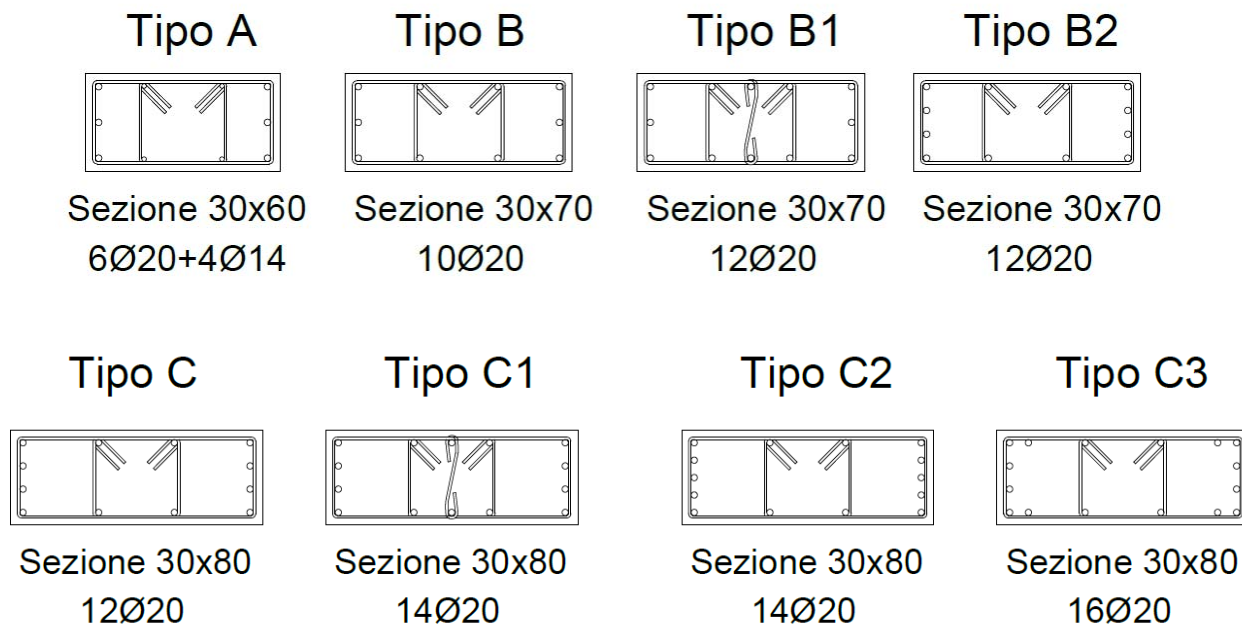


Fig. 23. Sezioni dei pilastri presenti nell'edificio

TABELLA DEI PILASTRI

PILASTRO	SEZIONE ORDINE I-II-III (C)	SEZIONE ORDINE IV-V (B)	SEZIONE ORDINE VI (A)	VI	V	IV	III	II	I	dalla fondazione
1	30x80	30x70	30x60	A	B2	B2	C2	C2	C2	C2
2	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
3	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
4	30x80	30x70	30x60	A	B	B	C1	C1	C1	C1
5	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
6	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
7	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
8	80x30	70x30	60x30	A	B1	B1	C1	C1	C1	C1
9	30x80	30x70	30x60	A	B2	B2	C2	C2	C2	C2
10	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
11	80x30	70x30	60x30	A	B1	B1	C1	C1	C1	C1
12	30x80	30x70	30x60	A	B1	B1	C	C	C	C
13	30x80	30x70	30x60	A	B1	B1	C	C	C	C
14	30x80	30x70	30x60	A	B	B	C	C	C	C
15	30x80	30x70	30x60	A	B	B	C	C	C	C
16	30x80	30x70	30x60	A	B	B	C	C	C	C
17	30x80	30x70	30x60	A	B2	B2	C3	C3	C3	C3
18	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
19	30x80	30x70	30x60	A	B1	B1	C1	C1	C1	C1
20	30x80	30x70	30x60	A	B1	B1	C1	C1	C1	C1
21	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
22	80x30	70x30	60x30	A	B1	B1	C1	C1	C1	C1
23	30x80	30x70	30x60	A	B	B	C2	C2	C2	C2
24	30x80	30x70	30x60	A	B	B	C	C	C	C
25	30x80	30x70	30x60	A	B	B	C	C	C	C
26	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
27	80x30	70x30	60x30	A	B1	B1	C1	C1	C1	C1
28	80x30	70x30	60x30	A	B1	B1	C1	C1	C1	C1
29	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C
30	80x30	70x30	60x30	A	B	B	C	C	C	C

Fig. 24. Tabella con le rispettive sezioni e armature per ciascun pilastro

Fatta tale premessa, è possibile dire che tutti i pilastri dell'edificio al sesto ordine presentano l'armatura più bassa e quindi sono stati armati allo stesso modo (tipologia A).

Per quanto riguarda invece l'armatura disposta lungo il resto degli ordini, è possibile suddividere i pilastri in due categorie :

- 1) Pilastri con media armatura (tipo B; C);
- 2) Pilastri con alta armatura (tipo B1, B2, C1, C2, C3).

Prima di esporre tale suddivisione, che in prima battuta è stata fatta semplicemente in base ad un esame visivo dei pilastri in carpenteria, è bene precisare che i pilastri di categoria C e C1 in fondo differiscono solamente di un ferro $\phi 20$ presente lungo il lato lungo e quindi sostanzialmente lungo la direzione prevalente del sisma si comportano allo stesso modo. Analogo discorso può essere fatto per le sezioni B e B1. Si precisa ciò perché la scelta di volere entrambe le sezioni è nata dal fatto che per gli ordini superiori al primo, a volte i pilastri risultano abbastanza sollecitati lungo il lato lungo e ciò scaturisce a seguito del criterio di gerarchia delle resistenze.

Si è consapevoli del fatto che tali pilastri, essendo secondari, in realtà non necessitano di tutta l'armatura che proviene dal calcolo. Quindi, per i pilastri secondari quali ad esempio il pilastro 19 che al terzo ordine lungo il lato lungo richiede 18.32 cm^2 di armatura, sono stati disposti solo $3\phi 20$ che insieme ai $2\phi 20$ di bordo portano a coprire 15.7 cm^2 . Disporre 3 ferri è stata la scelta che il progettista ha ritenuto più idonea in questo tipo di situazioni per trovare un buon compromesso tra sottostimare l'armatura lungo il lato lungo del pilastro (secondario) e sovra-armare questo.

Si vuole inoltre precisare che tale sovrastima dell'armatura necessaria che deriva da una gerarchia delle resistenze non strettamente valida per pilastri secondari, è frutto anche dei limiti di normativa imposti alle travi. In quest'ultime nel progetto delle armature longitudinali si è rispettato sempre il

limite secondo cui $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$ e tale limite ha condizionato fortemente l'armatura minima

da disporre nelle travi. (Molto spesso si necessitava di un minimo di $2\phi 16$ ma il fatto di avere una sezione minima 30×70 o 30×60 ha portato a disporre almeno $3\phi 16$ o in certi casi anche $4\phi 16$). Ciò ha comportato di conseguenza maggiore armatura strettamente necessaria da calcolo nelle travi e quindi ovviamente altrettanta nei pilastri.

Inoltre si è sempre tenuto conto del fatto che l'armatura totale sui due lati corti del pilastro deve essere maggiore o uguale dell'armatura complessiva (superiore e inferiore) della trave quindi questo ha portato ad armare i pilastri un po' più di quanto in fondo questi necessitassero in senso stretto.

Ritornando alla suddivisione dei pilastri fra meno armati e più armati, si può dire che :

1) Da uno sguardo generale alla carpenteria, risulta chiaro che i pilastri mediamente armati sono quelli che assorbono mediamente il sisma e quindi :

- i pilastri di bordo centrali che risultano essere di coltello lungo la direzione principale e che si trovano fra due pilastri di piatto o fra un pilastro di piatto ed un pilastro di coltello collegati ad esso per mezzo di travi a spessore o emergenti. *Esempio pilastri 3, 16, 18, 21, 24, 25*
- i pilastri non perimetrali compresi tra un pilastro di piatto ed uno di coltello nella stessa direzione principale prevalente e con quattro travi confluenti le quali lungo il lato lungo del pilastro risultano essere spesso a spessore. *Esempio pilastri 10, 15, 26*

Per chiarezza, viene mostrato quanto detto nelle figure seguenti in cui ad esempio il pilastro 3 è un pilastro di coltello lungo la direzione x, al centro fra un pilastro di coltello ed uno di piatto. In esso confluiscono 3 travi di cui 2 a spessore.

Oppure il pilastro 10, il quale è un pilastro centrale fra un pilastro di piatto ed uno di coltello (lungo la direzione principale) e nel quale però delle quattro travi che gli confluiscono, due sono a spessore.

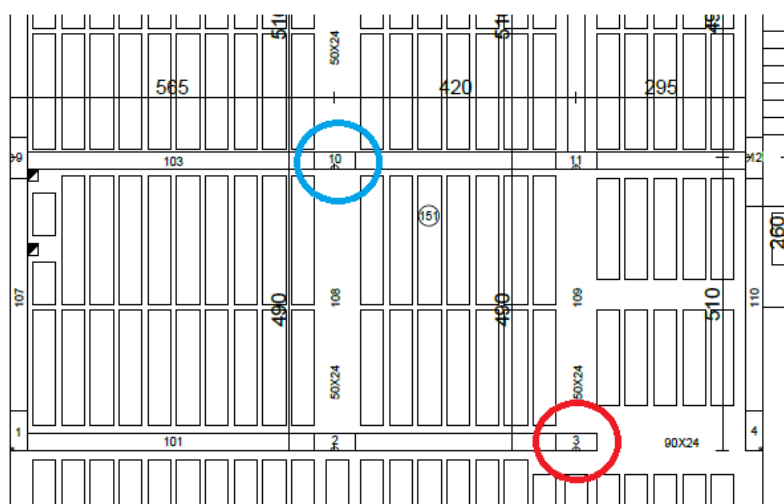


Fig. 25. Pilastro 3,10

2) I pilastri con armatura alta risultano essere :

- in generale quelli d'angolo che assorbono molto l'azione sismica e con lo scopo di annullare le modeste rotazioni che l'edificio presenta. *Esempio pilastri 1, 17;*
- quello che va in trazione. *Pilastro 28;*

Il pilastro maggiormente armato è il pilastro di bordo 17 il quale si trova lungo il telaio T1-17 che come detto in precedenza è il telaio con le travi più armate della struttura. Inoltre il suddetto telaio presenta tutti pilastri di coltello lungo la direzione sismica principale y.

Da tutte queste considerazioni “visive” e dalla conferma del successivo calcolo, risulta inoltre che il pilastro 17 è anche uno dei pilastri più rilevanti nell’opporsi alla rotazione dell’edificio, come presente nella Fig.26 in cui sono richiamati il secondo e terzo modo della struttura. Analogamente potrebbe essere fatto lo stesso discorso per il pilastro 1 e un po’ meno l’8.

E’ giusto affermare e ricordare che le considerazioni fatte sopra sono state fatte, in prima battuta, da un semplice esame visivo dei pilastri in carpenteria. Queste sono state essenzialmente confermate, a parte casi particolari che dal calcolo hanno dato armatura un po’ più alta delle aspettative, ma essenzialmente dovuta alle travi sovrastanti e al fatto che l’armatura lungo il lato corto del pilastro deve essere sostanzialmente maggiore o uguale a quella della trave (esempio *pilastro 23*). Quindi ci si può ritenere soddisfatti sia delle previsioni da un esame semplicemente visivo, sia del comportamento generale della struttura che delle armature disposte.

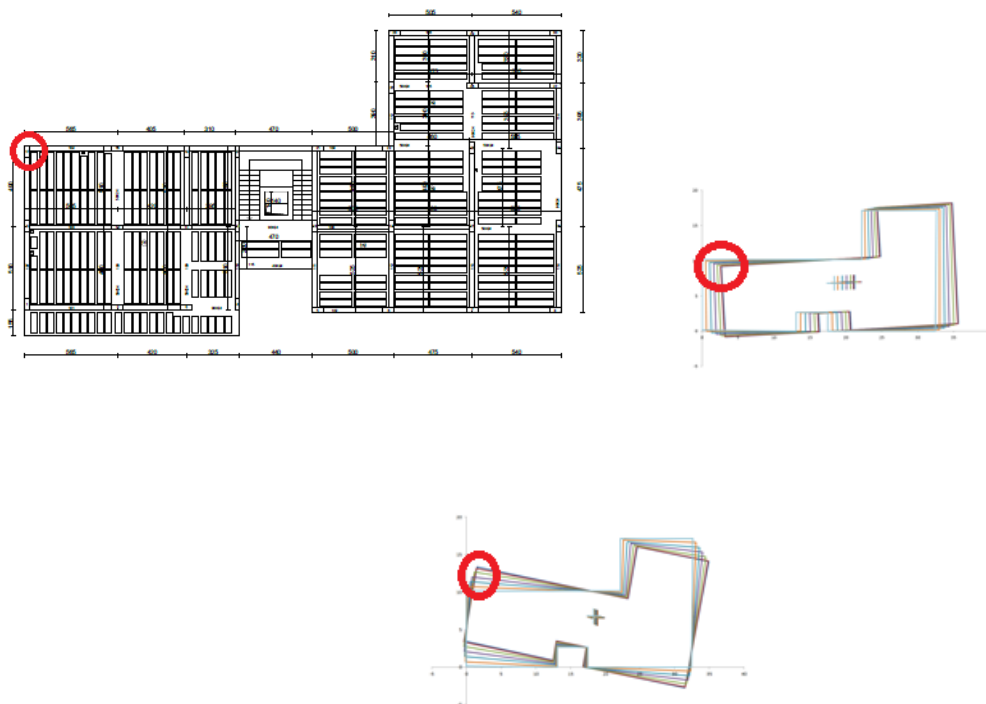


Fig. 26. La posizione del pilastro 17 in carpenteria, nel secondo e nel terzo modo di vibrare della struttura.

Prima di mostrare come si è proceduto per il calcolo analitico dell’armatura dei pilastri facendo riferimento al pilastro 9 presente nella *tavola 4*, si può quindi dire a conclusione di quanto detto sopra che in fase di previsione quando sono state scelte le sezioni dei pilastri, si era pensato che questi necessitassero di sezioni 30x80 con 5 ϕ 20 lungo il lato corto. A fine progetto si è constatato che le sezioni scelte vanno assolutamente bene, che le armature tipo sono 4 ϕ 20 lungo il lato corto, qualche caso con armatura effettivamente disposta pari a 5 ϕ 20 e che solamente un pilastro necessita invece di 6 ϕ 20. Ciò conferma sostanzialmente che le previsioni sono state fatte bene. Per i relativi calcoli si consulti l’*allegato 6* della relazione di calcolo.

Per quanto riguarda il pilastro 9 studiato nella *tavola 4*, questo risulta essere un pilastro perimetrale, di coltello lungo la direzione y e posto fra due pilastri anch’essi di coltello. E’ un pilastro quindi sismicamente rilevante perché assorbe molto l’azione del sisma lungo la direzione y, poco lungo x invece. L’effetto dell’eccentricità propria ed accidentale come la presenza dei carichi verticali risulta essere anch’essa mediamente rilevante.

Si riporta di seguito lo schema di carico base per il primo piano in cui non occorre alla base gerarchia delle resistenze.

Valori in asse	$M_{y\ TESTA}$	$M_{x\ TESTA}$	$M_{y\ PIEDE}$	$M_{x\ PIEDE}$	N
$q_{min} + sisma\ prev.x$	43.36	-184.98	-61.47	319.74	-614.44
$q_{min} - sisma\ prev.x$	-77.12	186.25	79.36	-320.56	-1087.86
$q_{min} + sisma\ prev.y$	-37.69	322.34	33.26	-557.39	-774.30
$q_{min} - sisma\ prev.y$	3.93	-321.07	-15.37	556.57	-928.00

Tab. 31. Valori in asse – Pilastro 9

Valori a filo	$M_{y\ TESTA}$	$M_{x\ TESTA}$	$M_{y\ PIEDE}$	$M_{x\ PIEDE}$	N_{TESTA}	N_{PIEDE}
$q_{min} + sisma\ prev.x$	34.86	-144.05	-61.47	319.74	-716.44	-736.84
$q_{min} - sisma\ prev.x$	-64.44	145.16	79.36	-320.56	1189.86	-1210.26
$q_{min} + sisma\ prev.y$	-31.94	251.01	33.26	-557.39	-876.30	-896.70
$q_{min} - sisma\ prev.y$	2.36	-249.91	-15.37	556.57	1030.00	-1050.40

Tab. 32. Valori a filo – Pilastro 9

Si è proceduto così al dimensionamento delle armature, che può essere effettuato separatamente per le due direzioni, usando il programma EC2. Lungo il lato corto occorrono 5 ϕ 20, mentre sul lato lungo occorre 1 ϕ 20.

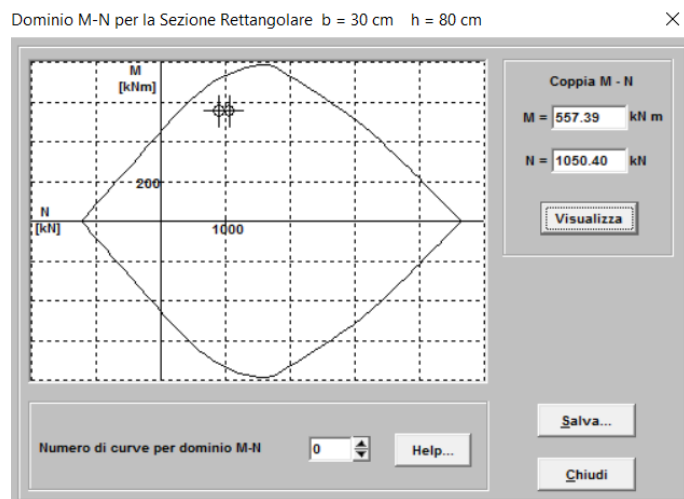


Fig. 27. Dominio, direzione y

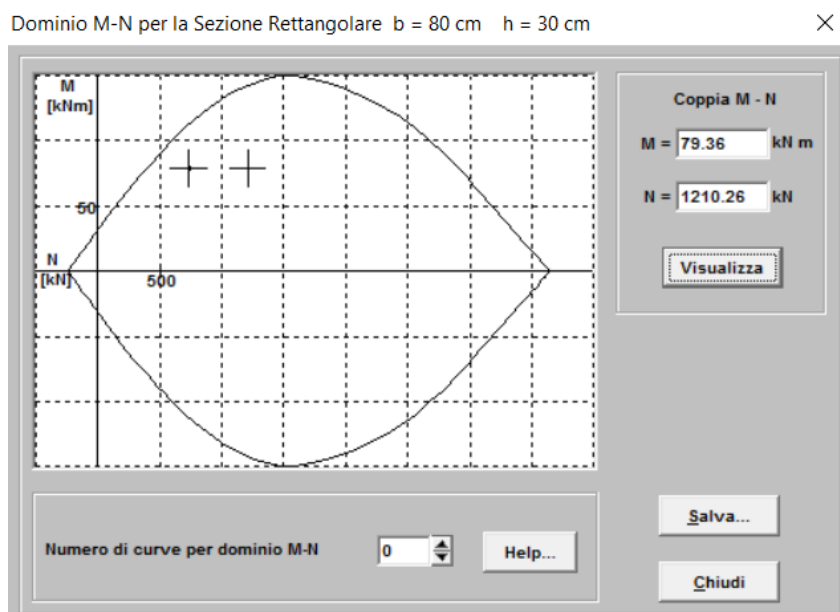


Fig. 28. Dominio, direzione x

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti :

$$1\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

$$24\text{cm}^2 \leq A_s \leq 96\text{cm}^2$$

(anche se in realtà il progettista si è sempre posto come limite massimo 2-2.5% perché reputa il 4% un limite eccessivo, sinonimo di sottodimensionamento).

Il pilastro viene quindi armato con 10 ϕ 20 e 4 ϕ 20 con doppia staffa. Poiché i momenti trasversali non sono rilevanti, in questo caso non occorre una verifica a pressoflessione deviata.

Ai piani superiori si ricordi che le caratteristiche della sollecitazione si riducono ma le armature per i primi tre ordini non possono scendere al di sotto dei 24 cm², per il quarto e quinto ordine al di sotto dei 21 cm², mentre all'ultimo ordine al di sotto dei 18 cm².

Si può verificare che :

$$M_{x,Rd} = 695.89 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Rd} = 206.30 \text{ kNm}$$

E si verifica che :

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

$$\left(\frac{557.39}{695.89} \right)^{1.5} + \left(\frac{33.26}{206.30} \right)^{1.5} = 0.717 + 0.065 = 0.782 < 1$$

In realtà in tale pilastro da calcolo andava anche bene che venissero disposti 4 ϕ 20 anziché 5 ϕ 20 lungo il lato corto ma tale scelta è conseguenza del fatto che le travi superiori presentano armatura totale (compressa più tesa) pari a 28.01 cm² e quindi 4 ϕ 20 per lato non sarebbero bastati (anche se non di molto) a coprire o eguagliare tale armatura. E' sembrato più rassicurante e corretto disporre 5 ϕ 20 lungo il lato corto.

Per le altre sezioni del pilastro, i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai momenti resistenti delle travi.

piano		direzione x			direzione y			rip y	rip x
		sin	des	somma M	sin	des	somma M		
5	M _{Rd} ⁻	-	118.90	118.90	158.53	158.53	277.43	0.31	0.31
	M _{Rd} ⁺	-	118.90		118.90	118.90		0.69	0.69
4	M _{Rd} ⁻	-	186.84	198.30	203.12	225.41	411.19	0.41	0.41
	M _{Rd} ⁺	-	198.30		185.78	185.78		0.59	0.59
3	M _{Rd} ⁻	-	259.82	259.82	312.37	312.37	624.74	0.45	0.45
	M _{Rd} ⁺	-	198.33		312.37	312.37		0.55	0.55
2	M _{Rd} ⁻	-	259.82	259.82	338.64	356.42	668.79	0.47	0.47
	M _{Rd} ⁺	-	198.33		312.37	329.19		0.53	0.53
1	M _{Rd} ⁻	-	198.30	198.30	338.64	356.42	668.79	0.48	0.48
	M _{Rd} ⁺	-	186.84		312.37	329.19		0.52	0.52

Tab. 33. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 9 [kNm]

Si noti che la ripartizione del taglio di piano è stata considerata per entrambe le direzione x e y visto che questi sono stati calcolati durante una delle fasi progettuali per ogni singola direzione.

Fondamentalmente però risultano essere gli stessi sia lungo y che lungo x.

In seguito si è calcolato per la gerarchia delle resistenze i valori di calcolo dei pilastri, da cui si è ottenuto :

Piano	My [kNm]	Mx [kNm]	N		My [kNm]	Mx [kNm]	N	
6	40.54	28.38	80.77	91.86	20.09	94.60	79.27	93.35
5	90.25	128.24	222.04	274.08	39.14	226.28	235.26	260.86
4	128.70	122.82	348.70	478.39	41.80	286.15	389.56	437.54
3	157.19	185.04	470.39	706.86	47.16	402.69	550.10	627.15
2	151.48	189.79	580.66	937.73	46.11	398.32	702.55	815.83
1 testa	113.43	144.05	736.84	1210.26	34.03	390.81	896.70	1050.40
1 piede	61.47	319.74			33.26	557.39		

Tab. 34. Pilastro 9, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

Per quanto riguarda l'armatura a taglio, è possibile dire che in base ai momenti flettenti calcolati nell'edificio, in generale, il taglio nel piano di maggior rigidezza non supera i 451.54 kN (o i 496.69 kN se si considera il fattore di sovrarresistenza) e tale valore si riferisce al pilastro 17. Nel pilastro 9, questo non supera i 328.10 kN (o i 360.92 kN se si considera il fattore di sovrarresistenza), come nella generalità dei pilastri dell'edificio in cui esso non supera i 400kN.

Si ha quindi :

Sezione 30x80			Sezione 80x30		
staffe	cot θ	V_{Rd} [kN]	staffe	cot θ	V_{Rd} [kN]
$\Phi 8/10$	2.10	553.39	$\Phi 8/10, 4br$	2.49	432.05
$\Phi 8/15$	2.50	439.60	$\Phi 8/15, 4br$	2.50	289.14

Tab. 35. Resistenza a taglio del pilastro, per $N=0$

Per quanto detto, quindi, si è deciso di disporre in tutti i pilastri una doppia staffa $\Phi 8/15$, ad eccezione del pilastro 17 e quelli in cui il taglio considerando la sezione 80x30 richiede una doppia staffa $\Phi 8/10$. Per tutti i pilastri tale staffatura risulta essere infittita a $\Phi 8/10$ per un tratto di 80 cm alle estremità, mentre nel pilastro 17 e nelle sezioni con doppia staffa $\Phi 8/10$ essa non viene infittita ma viene lasciata con lo stesso passo di $\Phi 8/10$ per tutta l'altezza.

La normativa al paragrafo 7.4.6.1.2 impone che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra quattro quantità. Nel caso del sesto ordine in cui vi è presente la mansarda, se si seguisse alla lettera quanto riportato nel suddetto paragrafo si dovrebbe avere per i pilastri di altezza pari a 1.50 m una zona critica pari a tutta la lunghezza del pilastro. In tale situazione quindi si sarebbero dovute disporre staffe $\Phi 8/10$ per tutta l'altezza di tali pilastri, mentre per quelli alti 3.20 m si sarebbe dovuto procedere come agli ordini inferiori. Tale scelta è stata reputata molto macchinosa e poco utile da parte del progettista, il quale ha scelto di non seguire alla lettera quanto riportato nella normativa e quindi per tutti i pilastri del sesto ordine sono state disposte staffe $\Phi 8/15$ non facendo differenza fra pilastri alti e pilastri corti. Tale scelta è stata fatta anche perché nell'ultimo impalcato le sollecitazioni sono basse e il taglio di piano di maggior rigidità non supera i 150 kN considerando anche il fattore di sovrarresistenza. Inoltre tale scelta anche dal punto di vista esecutivo sembra più appropriata.

Nodi trave-pilastro

I nodi che maggiormente preoccupano sono quelli perimetrali ed in particolare quelli d'angolo. Di seguito verranno descritti i nodi appartenenti al pilastro 9 (rappresentato nella *tavola 4*) ed il pilastro 17 che è quello più sollecitato e di conseguenza armato.

- Per quanto riguarda il *pilastro 9* si ha che sia l'armatura superiore che inferiore della trave sono costituite da $4\Phi 16 + 2\Phi 20$ quindi 14.32 cm^2 . Il taglio prodotto dal sisma prevalente in direzione y nel pilastro superiore è 264.78 kN mentre lo sforzo normale varia da 718.15 kN a 831.43 kN. Si ha pertanto :

$$V_{jbd} = 1.20 \times 14.32 \times 391.3 / 10 - 264.78 = 407.63 \text{ kN}$$

sia per sisma agente in verso negativo che per sisma agente in verso positivo. Essendo $\eta = 0.432$, $b_j = 30 \text{ cm}$, $h_{jc} = 72 \text{ cm}$ si ha inoltre $\nu_d = 0.23 \div 0.27$.

Il taglio limite per la resistenza a compressione è così pari a 805.57 kN e quindi il valore del taglio è accettabile. Il taglio limite per la resistenza a trazione è invece, essendo $f_{ctd} = 1.20 \text{ MPa}$, pari a 503.32 kN. In definitiva, quindi, non è strettamente necessario disporre staffe di contenimento.

Essendo $h_{jw} = 62 \text{ cm}$ e $\tau = V_{jbd} / b_j h_{jc} = 1.89 \text{ MPa}$, l'area totale A_{sh} di tali staffe risulta infatti pari a -1.96 cm^2 confermando quanto detto sopra.

In definitiva il pilastro 9 non necessiterebbe di particolare armatura di calcolo nel nodo.

Facendo lo stesso ragionamento e ripetendo i calcoli per i diversi ordini del pilastro 9 ma soprattutto per i pilastri come il 9 che sono di bordo ma posti fra due pilastri, si è visto che a volte

può capitare che si necessiti di una bassa armatura costituita da staffe nel nodo. Il massimo valore trovato è $A_{sh} \geq 2.58 \text{ cm}^2$ nel pilastro 2.

Si è deciso quindi, vista anche l'importanza che ha l'armatura a taglio nei pilastri e soprattutto nei nodi, di disporre in tutti i pilastri perimetrali disposti al centro fra due pilastri (come accade nel pilastro 9 o nel pilastro 2) 6 staffe $\phi 8$ a 2 bracci con passo di 10 cm che conferiscono un'armatura pari a 6.03 cm^2 (negli ordini 4 e 5 si disporranno 5 staffe). Tale armatura rispetta i limiti di normativa visto che l'interasse delle staffe risulta inferiore a 12 cm ed assicura inoltre un buon effetto di confinamento dei nodi.

- Per quanto riguarda invece il pilastro 17 che è un pilastro perimetrale ma d'angolo è stato fatto quanto in precedenza.

Si ha quindi che l'armatura superiore della trave è costituita da $5\phi 20$ superiori e $1\phi 16 + 4\phi 20$ inferiori cioè rispettivamente 15.70 e 14.57 cm^2 . Il taglio prodotto dal sisma prevalente in direzione y nel pilastro superiore è 142.45 kN mentre lo sforzo normale varia da 121.84 a 973.76 kN . Si ha pertanto :

$$V_{jbd} = 1.20 \times 15.70 \times 391.3 / 10 - 142.45 = 594.76 \text{ kN per sisma agente in verso negativo e}$$

$$V_{jbd} = 541.70 \text{ kN per sisma agente in verso positivo. Essendo } \eta = 0.432, b_j = 30 \text{ cm, } h_{jc} = 72 \text{ cm si ha } v_d = 0.04 \div 0.32.$$

Il taglio limite per la resistenza a compressione è così pari a 678.80 kN e quindi il valore del taglio è accettabile. Il taglio limite per la resistenza a trazione è invece, essendo $f_{ctd} = 1.20 \text{ MPa}$, pari a 314.27 kN ed è quindi necessario disporre staffe di contenimento. Essendo $h_{jw} = 62 \text{ cm}$ e

$\tau = V_{jbd} / b_j h_{jc} = 2.51 \div 2.75 \text{ MPa}$, l'area totale A_{sh} di tali staffe risulta essere almeno pari a 14.73 cm^2 per sisma agente con verso positivo che è la condizione più gravosa perché riduce lo sforzo normale.

Si può pensare quindi di aggiungere alla coppia di $\phi 16$ di parete nella trave un'altra coppia in prossimità del nodo arrivando così a 8.04 cm^2 . Ulteriore armatura sarà costituita da staffe $\phi 14$ nel nodo. Si pongono 3 staffe $\phi 14$ che essendo a due bracci valgono 9.24 cm^2 . In tal modo si raggiunge tale valore richiesto.

In definitiva tale scelta viene fatta per tutti i pilastri d'angolo quindi per i pilastri 1, 4, 5, 8, 17, 28, 30.

Verifica degli impalcati

In presenza di sisma, come è noto, gli impalcati degli edifici assolvono il compito di trasferimento delle forze d'inerzia tra le sottostrutture verticali sismo-resistenti quali i pilastri. Le azioni trasferite alle parti verticali dipendono significativamente dalla rigidezza nel loro piano degli impalcati.

L'edificio in oggetto risulta presentare una relativa debolezza nel vano in cui vi è presente la scala anche se però si ricordi che è stato progettato dando molta importanza al bilanciamento delle rigidità e alla distribuzione degli elementi irrigiditi e per quanto riguarda gli elementi preoccupanti quali la scala, sono stati previsti accorgimenti quali quello di realizzarla alla Giliberti.

Con ciò, il progettista reputando che l'edificio avrebbe potuto avere una debolezza nella zona sopracitata ha disposto la trave a spessore T115, una trave 40×24 che serve da cucitura e che non è stata interrotta nel tratto di fronte la scala ma è stata fatta continuare fino ad incontrare ortogonalmente le travi 109 a sinistra e 112 a destra. Tale trave è stata armata fuori calcolo con $3\phi 16$ superiori e $3\phi 16$ inferiori.

La ripartizione dei carichi inoltre risulta migliorata anche perché si considera la presenza di una rete elettrosaldata nel fabbricato. Con tale scelta non ci si preoccupa ulteriormente perché anche un'eventuale debolezza, è stata in fondo risolta.

Conclusioni

La struttura in sé ha presentato non poche difficoltà e principalmente queste sono nate a seguito della sua particolare forma, della debolezza che presentava in partenza e della grande lunghezza.

Una buona impostazione della carpenteria ha in parte risolto tali problemi.

Sicuramente risulta molto interessante capire cosa sarebbe cambiato se fosse stata adottata una classe di duttilità che predilige più la duttilità che la resistenza e quindi classe A.

La carpenteria presentata nella relazione, è stata frutto di alcune modifiche svolte durante i mesi di progetto che non sempre hanno previsto come soluzione migliore quella di irrigidire parti della struttura per avere un buon bilanciamento della rigidità globale. A volte si è semplicemente notato che indebolendo la struttura da un lato (e quindi comunque irrigidendo di più il lato opposto) la situazione migliorava sostanzialmente. Si precisa infatti che le rotazioni sono migliorate trasformando alcune travi da emergenti a travi a spessore e quindi si è consapevoli che l'uso di travi a spessore deve essere limitato ma eliminarle sarebbe stato un errore.

Le armature ottenute sono risultate nella media e solo in qualche caso abbastanza elevate. Il progettista reputa che il cambio di classe avrebbe forse aiutato nella quantità dei ferri, ma sul comportamento globale della struttura non né è ancora certo. Sembra importante, però, sottolineare il fatto che anche la presenza di travi a spessore all'interno di telai sismo-resistenti spinge il progettista a dire che la classe B in realtà è stata la scelta più giusta per un primo progetto.

Forse una soluzione per migliorare maggiormente il comportamento della struttura poteva essere quella di realizzare pilastri che assorbono il sisma (come il 17) con sezione maggiore e quindi agire in tal modo sulla rigidità della struttura e sull'armatura.

Di fatto però i risultati ottenuti sono soddisfacenti perché le previsioni si sono rivelate veritiere. La scelta dei pilastri 30x80 con 5 ϕ 20 è stata in fondo confermata e la scelta delle sezioni delle travi pure. In conclusione, si può dire che il progettista si reputa soddisfatto di quanto progettato e dei risultati ottenuti.