

## Il Grattacielo di Livorno

a cura di Giuseppe Lacidogna, Alberto Carpinteri, Andrea Mamone

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) - Politecnico di Torino

CDM DOLMEN srl

### 1 SOMMARIO

*La progettazione di opere civili avviene oggi con l'ausilio di strumenti software che, sebbene abbiano ridotto sensibilmente i tempi di lavoro automatizzando il calcolo, richiedono generalmente laboriosi processi di inserimento ed elaborazione dei dati.*

*Nell'ambito degli edifici alti, l'Algoritmo Generale (AG) e la sua implementazione su software si presentano come un'efficace soluzione a questo problema, garantendo un'elevata rapidità sia nella fase di inserimento dei dati che in fase di analisi dei risultati. Il codice di calcolo TaBu (Tall Building Structural System), che implementa l'Algoritmo Generale sviluppato in ambiente Matlab, pur presentando impliciti limiti di modellazione, in diversi studi passati ha permesso di stimare i risultati ottenibili tramite l'analisi con un errore inferiore al 10%. Su questa base esso può risultare un ottimo strumento per svolgere analisi preliminari degli edifici e procedere solo successivamente a modellazioni più dettagliate.*

*Il presente articolo trae spunto da una tesi di laurea che ha avuto l'obiettivo di confrontare gli spostamenti orizzontali massimi stimati, per un edificio di grande altezza, il cosiddetto grattacielo di Livorno, con il software TaBu e con il software FEM DOLMEN (di CDM DOLMEN) utilizzato in ambito professionale.*

### 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ventesimo secolo è stato un periodo innovativo in campo edilizio, che ha visto il diffondersi di nuove soluzioni strutturali quali i grattacieli, quello di Livorno in particolare presenta un'inusuale configurazione volumetrica che lo contraddistingue.

Progettato da Giovanni Michelucci, uno degli architetti italiani più celebri del '900, il grattacielo fu costruito tra il 1961 ed il 1966. Dotato complessivamente di 26 piani fuori terra più una terrazza in sommità, con un'altezza prossima ai 90 metri, era una delle costruzioni più alte presenti all'epoca in Italia (vedi Figura 1).

L'edificio è costituito da due diversi corpi: una piastra di base a pianta poligonale che include i primi sei piani e appare come una sorta di piedistallo al di sopra del quale si erge la torre. Questa poi è suddivisa in cinque corpi i cui fronti sono allineati con quelli sottostanti appartenenti al basamento.

Nella torre in particolare è possibile notare la spiccata originalità dell'opera, che segue uno schema del tutto innovativo ed a tratti quasi caotico, con una serie di aggiunte e sottrazioni dettate dalla presenza di sporgenze e di bow windows (con questo termine si indicano le strutture aggettanti di un edificio, simili a balconi coperti).

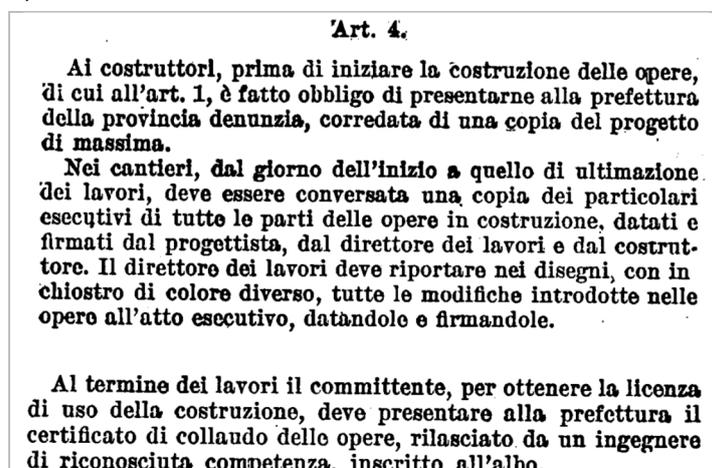


**Figura 1** – Vista del grattacielo e veduta prospettica tratta dai documenti on-line della Fondazione Giovanni Michelucci (Si ringrazia la Fondazione Giovanni Michelucci per l'autorizzazione ad utilizzare le fonti d'archivio del "Grattacielo Roma, Livorno 1956-1966", <http://db.michelucci.it/archivi/progetti/?opera=P125>)

## 2.1 Indagini conoscitive

Considerando l'epoca di realizzazione dell'opera, si è subito considerato che non fosse possibile reperire facilmente l'intera documentazione progettuale esecutiva.

Per le opere in conglomerato cementizio semplice od armato, infatti, l'art.4 del R.D. n.2229 del 16/11/1939 fissava l'obbligo, per i privati, di depositare la denuncia dei lavori presso la Prefettura delle province con allegato un progetto di massima, prima dell'inizio dei lavori. Lo stesso articolo, al termine dei lavori, obbligava al deposito presso la Prefettura del certificato di collaudo. La documentazione progettuale con tutti i particolari esecutivi doveva essere tenuta in cantiere a disposizione per gli eventuali controlli, ma non vi era l'obbligo di depositarne una copia. Per le opere eseguite per conto dello Stato e sotto la sorveglianza degli organi tecnici statali, non era necessaria la denuncia alla Prefettura.



**Figura 2** – Estratto da Regio Decreto 16/novembre 1939, n.2229 "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato"

Si è resa quindi necessaria un'attenta indagine documentale ad ampio spettro di ricerca.

Una prima ricerca, presso la Fondazione Giovanni Michelucci a Fiesole (FI), ha permesso di ritrovare 17 tavole riportanti diversi prospetti e alcune piante dei piani (vedi Figura 3).

Una seconda serie di ricerche, presso l'ex Genio Civile, il Comune di Livorno e l'Amministratore di condominio, non è stata altrettanto fruttuosa e non ha portato al ritrovamento di ulteriori documenti di progetto.

Vista l'importanza storico-architettonica del grattacielo, mediante una attenta indagine bibliografica sono stati individuati altri testi specialistici che contengono ulteriori e più dettagliate piante di alcuni piani significativi dell'edificio:

- Luseroni, F. Giovanni Michelucci e la Città Verticale - Il grattacielo di Livorno, Edizioni ETS, 2010, pp.48.
- Fabbrizi, F. La città variabile e una sua icona. Il grattacielo di Livorno di Giovanni Michelucci, Firenze Architettura, 2016, pp. 88-93.

Per quanto questi documenti riguardino principalmente le caratteristiche architettoniche del fabbricato, se ne ottiene un'idea abbastanza attendibile delle principali caratteristiche geometriche dei piani tipo.

Allo stato attuale non è stata ritrovata alcuna documentazione relativa alle strutture.

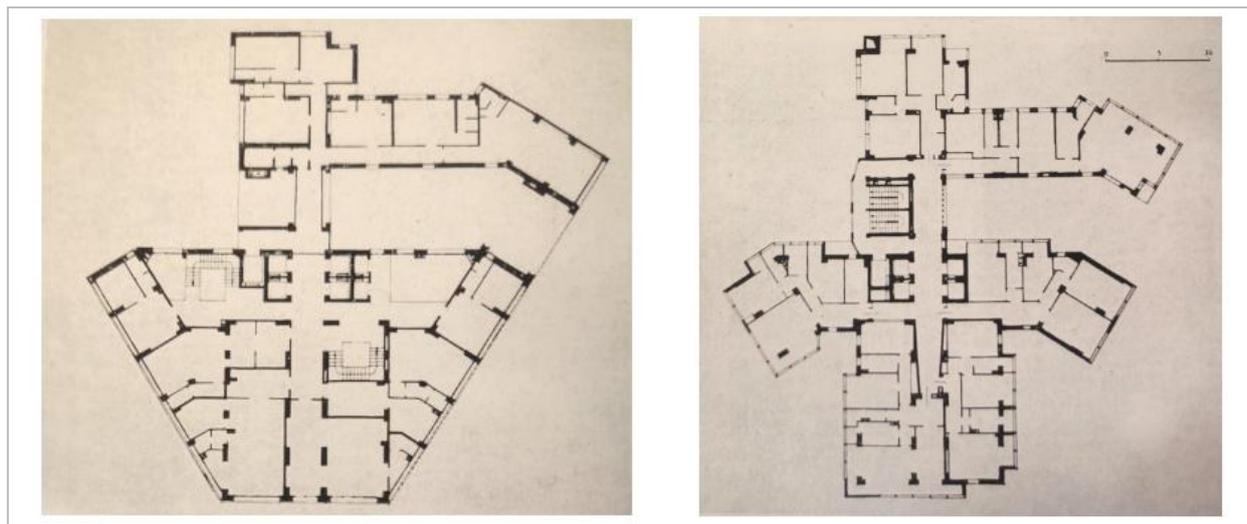


Figura 3 – Pianta del 1° piano (a sinistra). Pianta dei piani compresi tra l'8° e l'11° (a destra). Tratte dai documenti on-line della Fondazione Giovanni Michelucci (<http://db.michelucci.it/archivi/progetti/?opera=P125>).

### **3 PARTICOLARITÀ DELLA STRUTTURA E PROBLEMI IN FASE DI REALIZZAZIONE**

Le prime difficoltà nell'erigere la costruzione emersero subito dalla posa delle fondamenta. Infatti, il terreno della città di Livorno è di natura argillosa ed umida. Per superare questo inconveniente furono necessari lunghi e complessi lavori preparatori: nelle fondamenta venne creata una "palancola", cioè una grossa tazza di metallo, dove furono gettate tonnellate e tonnellate di cemento, insieme a 500 tonnellate di acciaio; inoltre nel terreno furono piantati 600 pali del diametro di 40 centimetri e lunghi 20 metri ciascuno. Con queste opere si realizzò una piattaforma in grado di sostenere il complesso delle strutture.

Una volta costruite le fondamenta, si procedette con una certa alacrità: a settembre del 1963 si era già arrivati al tredicesimo piano e ad aprile del 1964 al ventisettesimo. Alla fine dell'estate dello stesso anno si dette inizio ai lavori di rifinitura, che avrebbero chiesto un lungo ed attento impegno, perché furono scelte particolari caratteristiche di estetica decorativa. Nei primi mesi del 1965 tuttavia, la costruzione del grattacielo subì un arresto. Infatti, gli operai vennero via via licenziati fino a rimanere soltanto in due nel febbraio dello stesso anno. Secondo la Fillea-CGIL la provincia livornese, come il resto del Paese, stava attraversando un periodo di grave crisi in campo edilizio, per questo motivo molti cantieri avevano limitato l'attività o avevano ridotto l'orario di lavoro. L'impresa costruttrice addossò invece la colpa della situazione a fattori stagionali: in gennaio e in febbraio era impossibile lavorare alla costruzione del grattacielo a causa del clima gelido che imperversava, ancor più per l'altezza considerevole nella quale si operava. La

costruzione, data l'inclemenza del tempo, riprese solo ad aprile del 1965 e già a maggio si lavorava sulla facciata e all'interno, con l'installazione degli impianti idraulici ed elettrici. Alla fine del 1966 l'edificio, progettato da Michelucci, dopo ben dieci anni di gestazione era completato.

### 3.1 Descrizione volumetrica e strutturale

Per quanto riguarda la disposizione degli elementi strutturali, l'edificio presenta una discreta variabilità tra i piani.

La pianta del piano terra è quella che più si differenzia dalle altre. In questo livello si riconoscono due blocchi distinti, separati da un passaggio per auto che unisce le due strade poste ai lati del palazzo.

L'accesso ai piani superiori è permesso dalla presenza di due rampe di scale e sette ascensori. Le rampe di scale, tuttavia, permettono di arrivare solo al sesto piano.

La maggior parte dei pilastri appare integrata nei muri di tamponamento o di separazione interna così da non risultare invasivi. I setti, invece, sono posizionati seguendo una configurazione non simmetrica, se si escludono quelli dei vani ascensore (vedi Figura 4).

Gli orizzontamenti sono sostenuti da travi portanti ribassate, per cui si intuisce la loro orditura, così come quella dei travetti dei solai che risultano orientati ortogonalmente alle travi.

Dal terzo piano nascono strutture perimetrali a sbalzo che proseguono fino al sesto piano.

Procedendo oltre, si osserva come il settimo piano serva sostanzialmente da copertura al blocco sottostante: i ringrossi esterni, in questo caso, si configurano come effettivi spazi a cielo aperto. Di conseguenza, da tale piano si ha una diversa configurazione strutturale con la scomparsa di due ampie porzioni della struttura.

Al piano 15° si ripresenta un ulteriore rilevante cambiamento strutturale con la scomparsa dell'ala posteriore destra del fabbricato (vedi Figura 5).

Per quanto riguarda i setti, è bene segnalare che quelli del vano associato ai primi due ascensori si interrompono, essendo quest'ultimi adibiti al raggiungimento dei soli piani al di sotto del settimo.

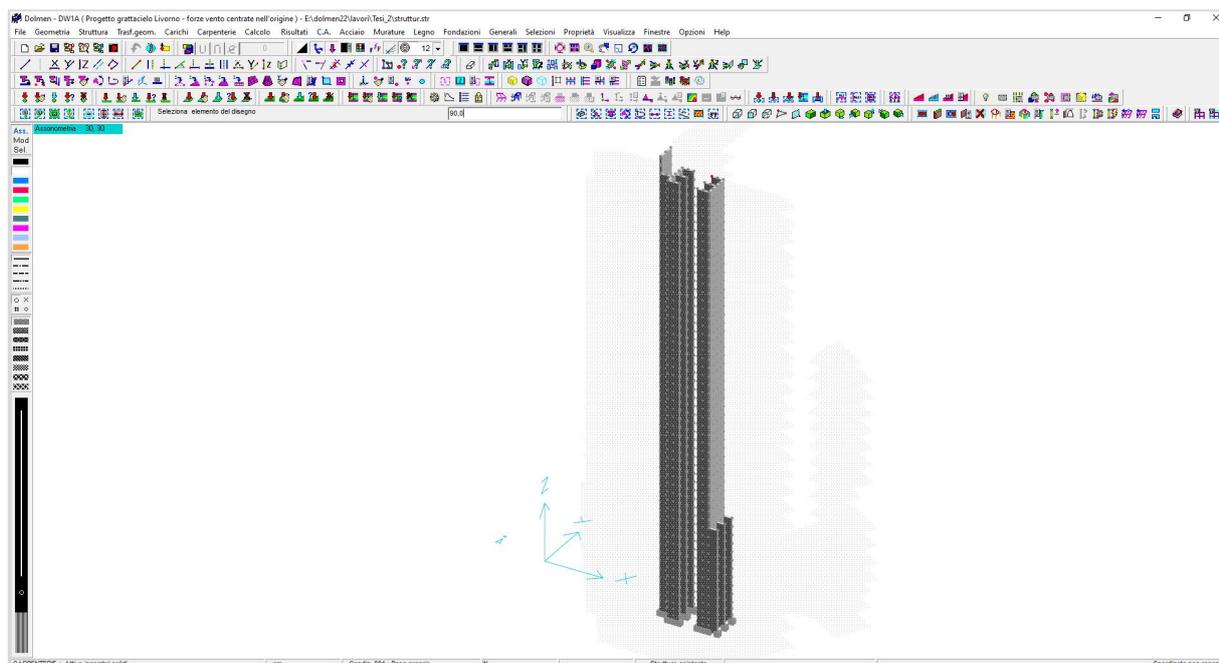


Figura 4 – Modello FEM 3D: Vista dei setti centrali in calcestruzzo armato.

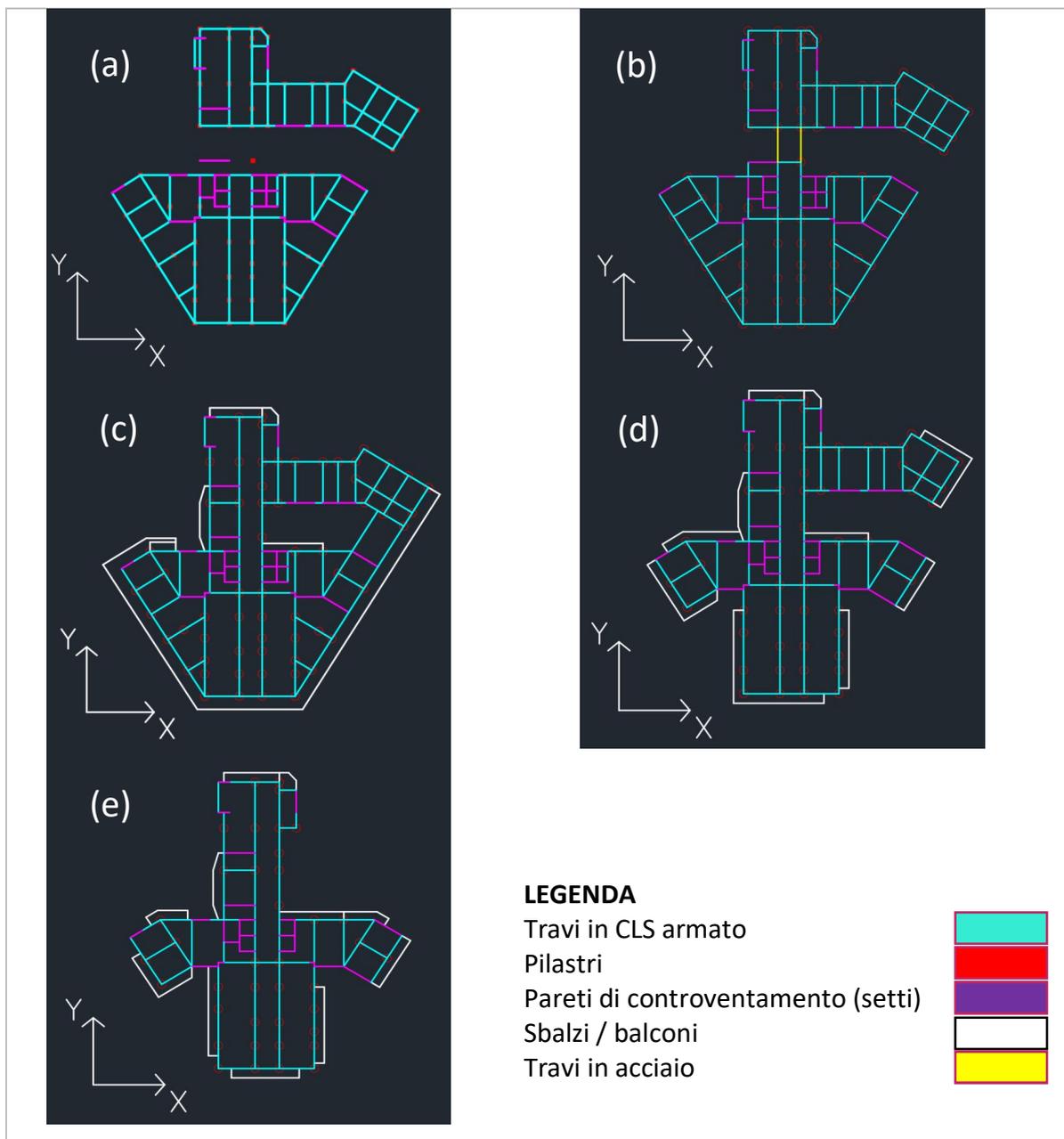
L'ultimo blocco riconoscibile comprende i piani tra 16° e 26°. Gli unici cambiamenti strutturali che si hanno rispetto al blocco precedente sono dati dalla scomparsa dell'ascensore d'emergenza e degli altri due adibiti

al raggiungimento dei piani 7°-15°. Anche in questo caso si può constatare come i piani siano tutti davvero simili, ma continuano a differenziarsi per piccoli cambi di geometria nella disposizione dei balconi ed anche per la comparsa di nuovi dettagli, quali le due rampe della scala d'emergenza.

L'ultimo piano consiste infine in un tetto accessibile, che presenta perifericamente delle aree a cielo aperto e nella regione centrale una sorta di sottotetto dotato di copertura.

La scala d'emergenza, che ricordiamo essere l'unico accesso a tale piano, conduce proprio all'interno di questa costruzione scatolare, dotata di uscite che permettono di affacciarsi sul terrazzo.

In definitiva, è stato possibile identificare con una certa precisione la geometria di cinque diverse configurazioni di piano tipo che hanno permesso di definire l'intera volumetria del grattacielo (vedi Figura 5).



**Figura 5** – Cinque diverse configurazioni di "piano tipo" del Grattacielo di Livorno:  
 (a) Piano terra; (b) Piano 1°; (c) Piani dal 2° al 6°; (d) Piani dal 7° al 15°; (e) Piani dal 16° al 26°.

Non essendo disponibile alcuna documentazione relativa alle strutture, tenendo conto dell'obiettivo dello studio effettuato, queste sono state definite sulla base di un'attenta osservazione dei documenti architettonici disponibili e di plausibili ipotesi progettuali.

Poiché l'obiettivo principale era quello di valutare l'applicabilità di una modellazione semplificata per la stima degli spostamenti orizzontali, si è cercato di identificare e approssimare nel miglior modo possibile le dimensioni degli elementi strutturali.

Dalle indagini effettuate sono emerse con sufficiente chiarezza le posizioni dei principali elementi strutturali e le luci delle travi portanti.

Tuttavia, non è stato possibile avere dettagliate informazioni circa l'esatto spessore dei setti e le reali dimensioni delle sezioni di travi e pilastri.

Le informazioni necessarie alla definizione della struttura portante del grattacielo, ove mancanti, sono state definite sulla base di opportune ipotesi sul comportamento strutturale atteso e le consuetudini costruttive dell'epoca.

### 3.2 Materiali

Lo studio condotto, limitandosi al semplice confronto dei risultati ottenuti con procedure di calcolo diverse, non ha previsto l'esecuzione di alcuna prova sui materiali in situ.

Non sono quindi note né la resistenza del calcestruzzo in opera né la tipologia dei materiali e l'esatta disposizione delle barre di armatura.

In assenza di questi riferimenti, la tipologia del calcestruzzo e dell'acciaio d'armatura sono stati definiti sulla base di studi svolti da ricercatori che hanno indagato sull'evoluzione nel tempo delle caratteristiche meccaniche dei materiali tipici adottati in cantiere.

### 3.3 Calcestruzzo

La stima della resistenza a compressione del calcestruzzo di una struttura in c.a. esistente può essere eseguita con il modello proposto dal professor A. Fantilli del Politecnico di Torino. Utilizzando questo approccio, tale parametro si può ricavare in funzione dell'anno di realizzazione del manufatto, facendo uso delle curve resistenza-età (Fantilli, A., Ferraro, E. *The strength of concrete cast in the first half of XX Century - La resistenza dei calcestruzzi confezionati nella prima metà del '900. Rivista Ingenio (oline), 2020, <https://www.ingenio-web.it/articoli/la-resistenza-dei-calcestruzzi-confezionati-nella-prima-meta-del-900/>*).

La Figura 6, basata su dati ricavati da circa 100 anni di prove di certificazione dei calcestruzzi strutturali, mostra la distribuzione dei valori medi della resistenza cubica  $R_c$  e dei relativi frattili 5%, 25%, 75% e 95%.

Ricordando che l'edificio in questione è stato costruito a partire dal 1961, ma ha un progetto risalente al 1956 circa, tramite i dati a disposizione si è ipotizzato che il calcestruzzo in opera potesse avere caratteristiche assimilabili ad un moderno calcestruzzo C20/25.

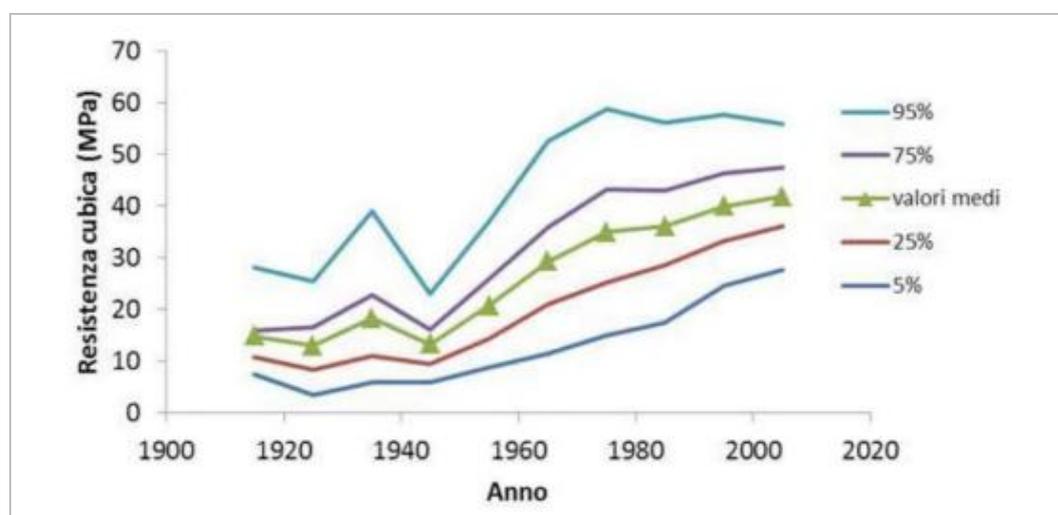


Figura 6 – Resistenza cubica del calcestruzzo strutturale in funzione dell'anno di costruzione. Tratta da Fantilli, A., Ferraro, E. Rivista Ingenio (oline), 2020.

### 3.4 Acciaio

In modo del tutto analogo, per la stima delle caratteristiche dell'acciaio esistente si è fatto riferimento ad uno studio condotto dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II (vedi Figura 7). La ricerca ha illustrato un'analisi statistica delle caratteristiche meccaniche degli acciai di armatura utilizzati in Italia tra il 1950 ed il 1980 (Verderame, G.M., Ricci, P., Esposito, M., Sansiviero, F.C. *Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980. Atti del XXVI Convegno Nazionale AICAP "Le prospettive di sviluppo delle opere in calcestruzzo strutturale nel terzo millennio", Padova, 19-21 maggio 2011*).

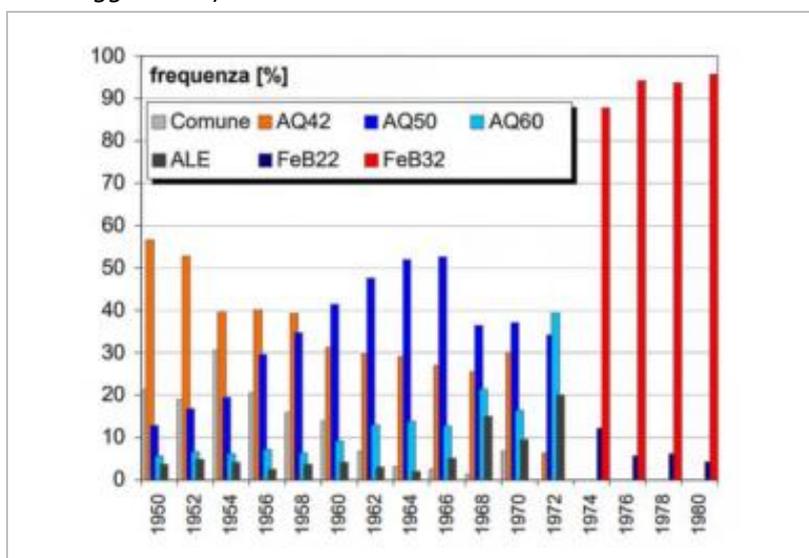


Figura 7 – Distribuzione di frequenza per varie classi di acciaio in funzione dell'anno di costruzione. Tratta da Verderame, G.M., Ricci, P., Esposito, M., Sansiviero, F.C. Atti del XXVI Convegno Nazionale AICAP.

## 4 SCOPO DELLE ANALISI E IPOTESI DI LAVORO

Lo scopo delle analisi effettuate è stato quello di valutare l'efficacia di una schematizzazione semplificata della struttura con il software TaBu per la sola stima degli spostamenti orizzontali dovuti all'azione del vento e/o del sisma.

La valutazione è stata effettuata confrontando i risultati delle analisi semplificate di TaBu con i risultati di un modello FEM realizzato mediante il software commerciale DOLMEN.

Le dimensioni delle sezioni degli elementi strutturali (travi, pilastri, setti), a volte non note, sono state assunte sulla base di plausibili ipotesi strutturali.

Le analisi strutturali eseguite, pur ispirate alle specifiche delle Norme Tecniche, avendo un obiettivo non legato alla realizzazione dell'edificio ma alla valutazione del suo comportamento strutturale quando è sollecitato da azioni orizzontali, non necessariamente ne rispettano tutti i criteri applicativi.

Infatti, non disponendo di informazioni con sufficiente grado di dettaglio, non è stata effettuata alcuna verifica degli elementi strutturali, ma sono stati confrontati i soli spostamenti stimati con le due metodologie di calcolo.

## 5 MODELLAZIONE CON TaBu

Il codice di calcolo TaBu (Tall Building Structural System), sviluppato in ambiente Matlab, si basa sull'applicazione del cosiddetto "Algoritmo Generale". Il suo funzionamento è stato pensato per un rapido

inserimento dei dati e per la possibilità di ottenere prontamente dei risultati per una rapida valutazione di eventuali modifiche.

Attraverso il codice di calcolo è possibile ottenere informazioni dettagliate sul flusso delle sollecitazioni nelle strutture e in particolare negli edifici alti, prendendo anche in considerazione la teoria di Vlasov per nuclei portanti aperti a pareti sottili. Utilizzando questa procedura è possibile valutare quali siano gli elementi strutturali determinanti che governano la risposta dell'edificio e confrontare i calcoli preliminari con altri approcci, come l'analisi strutturale agli Elementi Finiti (FEM).

La formulazione analitica è stata implementata in un codice numerico utilizzando il programma Matlab. I principali vantaggi di questo approccio sono: (i) tempi di calcolo più brevi rispetto ai software FEM commerciali; (ii) non è necessario definire alcuna mesh; (iii) input semplice e veloce; (iv) vengono considerati solo tre gradi di libertà per ciascun piano. Inoltre, il modello proposto produce risultati abbastanza vicini a quelli ottenuti con il metodo FEM, con differenze generalmente inferiori al 10%. Questa approssimazione è comunemente accettata nelle fasi di progettazione preliminare di un grattacielo. Vedi nella Figura 8, il modello semplificato del grattacielo discretizzato con TaBu.

I dettagli dell'Algoritmo Generale sono riportati nei seguenti riferimenti bibliografici:

- Carpinteri, A., Lacidogna, G., Puzzi, S. A global approach for three-dimensional analysis of tall buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2010, 19(5), pp. 518–536.
- Carpinteri, A., Lacidogna, G., Cammarano, S. Conceptual design of tall and unconventionally shaped structures: A handy analytical method. *Advances in Structural Engineering*, 2014, 17(5), pp. 767–783.
- Lacidogna, G. Tall buildings: Secondary effects on the structural behaviour. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 2017, 170(6), pp. 391–405.
- Nitti, G., Lacidogna, G., Carpinteri, A. An analytical formulation to evaluate natural frequencies and mode shapes of high-rise buildings. *Curved and Layered Structures*, 2021, 8(1), pp. 307–318.

Ovviamente, la semplicità di utilizzo e la rapidità di calcolo comportano una serie di limitazioni nella modellazione:

- I solai possono assumere solo forma rettangolare;
- Ciascun solaio è infinitamente rigido nel proprio piano ed infinitamente deformabile al di fuori di esso;
- I telai sono piani ed indipendenti l'uno dall'altro, dunque connessi esclusivamente attraverso i solai.
- Ciascuno telaio ha campate a luce costante;
- Le dimensioni della sezione di travi e pilastri sono costanti e definiti una volta per ogni telaio. Tali sezioni trasversali sono inoltre tutte rettangolari;
- Non si possono introdurre sbalzi;
- Gli elementi alla Vlasov hanno sezione con spessore costante;
- Tutti gli elementi introdotti sono considerati incastrati alla base e liberi in sommità.

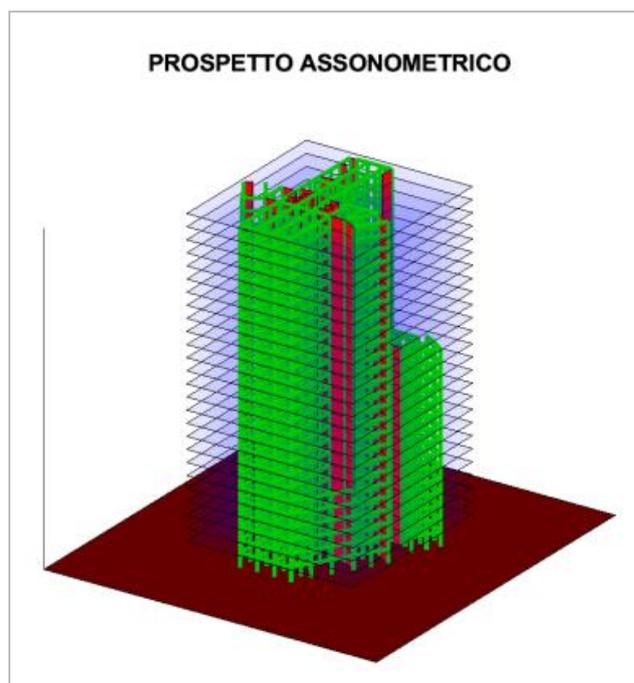


Figura 8 – Modello semplificato del Grattacielo di Livorno discretizzato con TaBu.

## 6 MODELLAZIONE CON DOLMEN

Partendo dalle piante dei piani tipo individuate in bibliografia e disponendo di alcune misure significative prese in situ, è stato possibile ottenere una rappresentazione geometrica del fabbricato con un buon grado di approssimazione.

Nota la geometria generale dei piani tipo, sono stati individuati gli elementi strutturali portanti verticali (pilastri e setti), in base alla cui disposizione è stata ipotizzata l'orditura delle travi principali e dei solai.

Sulla base delle cinque piante tipo è stato possibile generare le schematizzazioni strutturali dei corrispondenti piani del grattacielo. Le sezioni dei singoli elementi strutturali (travi e pilastri), non essendo del tutto note, sono state definite sulla base di plausibili ipotesi progettuali.

I piani di cui non si aveva alcuna documentazione grafica sono stati generati in analogia con quelli conosciuti, osservando la struttura nella sua globalità.

Sfruttando le molte opzioni di manipolazione degli elementi strutturali disponibile in Dolmen è stato quindi generato l'intero modello strutturale.

Ovviamente la generazione delle piante strutturali dei piani ha richiesto delle necessarie approssimazioni legate alla mancanza di approfondite informazioni circa le dimensioni delle sezioni degli elementi.

Le piante sono state infine collegate verticalmente inserendo gli elementi corrispondenti ai pilastri ed ai setti, mantenendo un'altezza di interpiano pari ovunque a 3.20 m, eccetto che per il piano terra, che risulta separato dal primo piano da un'altezza di 3.60 m.

Il modello FEM generato in Dolmen, ipotizzando di avere un calcestruzzo assimilabile ad uno di classe C20/25, si può ritenere sufficientemente fedele alla struttura reale per quanto riguarda la geometria globale, ma è affetto dalle incertezze legate alla dimensione solo ipotizzata di alcuni elementi strutturali.

Bisogna, però, ricordare che la schematizzazione FEM non aveva l'obiettivo di una verifica puntuale degli elementi strutturali, ma la valutazione del comportamento globale di una tipologia di fabbricato di grande altezza. Ne consegue che le ipotesi di dettaglio sulla dimensione degli elementi strutturali introdotte nei calcoli, ripercuotendosi su entrambe le modellazioni (TaBu e FEM), anche se parzialmente differenti da quelle effettive non perdono di valore e non inficiano i risultati del confronto effettuato.



Figura 9 – Modello FEM realizzato con CDM DOLMEN e vista della struttura reale.

Il modello FEM è composto complessivamente dai seguenti elementi (vedi Figura 9):

- 5693 elementi asta monodimensionali;
- 3203 elementi shell bidimensionali;
- 400 solai;
- 5533 nodi.

In analogia con la modellazione semplificata svolta con TaBu, anche nel modello FEM è stata adottata l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano.

Per la definizione delle sollecitazioni sismiche si è fatto riferimento ai parametri riportati nella Figura 10 seguente:

Dati dell'analisi sismica (secondo NTC 2018 "Nuove norme sismiche per il calcolo strutturale", DM 17 gennaio 2018):

- Edificio sito in località LIVORNO ( long. 10.321 lat. 43.550100 )
- Categoria del suolo di fondazione = C
- Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.500$
- Coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.000$
- $S = 1.500$
- Vita nominale dell'opera  $VN = 50$  anni
- Coefficiente d'uso  $CU = 1.0$
- Periodo di riferimento  $VR = 50.0$
- Fattore di comportamento  $q = 1.500$

**Dati generali per sismica (NTC 2018)**

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Località: LIVORNO

Comune: Livorno (Livorno) - Toscana

Zona sim.: 3

Latitudine: 43.5501

Longitudine: 10.3209

Map: ID: 20711, ID: 20712, ID: 20833, ID: 20834

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

**Dati generali per sismica (NTC 2018)**

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi  
 B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti  
 C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti  
 D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti  
 E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

**Dati generali per sismica (NTC 2018)**

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Coefficiente di amplificazione topografica: 1.00

Tab. 3.2.V - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

**Dati generali per sismica (NTC 2018)**

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Per azioni verticali :  
q: 1.50

Per azioni orizzontali :  
q: 1.50 (Assegnato)

$q = q_0 \cdot K_R = 1.88 \cdot 0.80$

Classe di duttilità: Classe di duttilità "B" (bassa)

q<sub>0</sub>: 1.88

K<sub>R</sub>: 0.8 (Edifici non regolari in altezza)

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

**Dati generali per sismica (NTC 2018)**

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Struttura esistente

Vita nominale dell'opera  $V_N$ : 50

Coefficiente d'uso C<sub>U</sub>: 1.0 (Classe d'uso II)

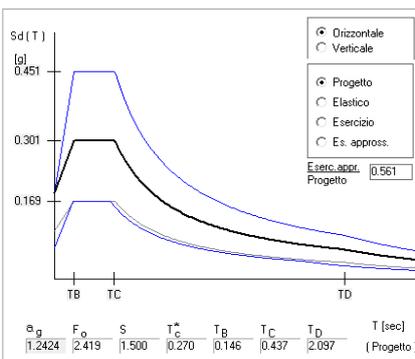
Periodo di riferimento: 50

P<sub>V<sub>R</sub></sub> di progetto (%): 10% (SLV)

P<sub>V<sub>R</sub></sub> di esercizio (%): 63% (SLD)

Coeff. di smorzamento viscoso  $\xi$  (%): 5

Applica | Applica e chiudi | Chiudi



Orizzontale  
 Verticale  
 Progetto  
 Elastico  
 Esercizio  
 Es. appross.

Fattore sism. Progetto: 0.561

$a_g$	F <sub>0</sub>	S	T <sub>c</sub> *	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	T [sec]
1.2424	2.419	1.500	0.270	0.146	0.437	2.097	(Progetto)
0.4431	2.536	1.500	0.240	0.135	0.404	1.777	(Esercizio)

Figura 10 – Parametri adottati per le sollecitazioni sismiche del Grattacielo di Livorno

## 7 ANALISI EFFETTUATE

Sulla base delle ipotesi di lavoro adottate, le analisi effettuate hanno avuto lo scopo di confrontare gli spostamenti orizzontali stimati con le due metodologie (modello semplificato TaBU e modello FEM) nelle seguenti quattro condizioni di carico:

- Azione del vento in direzione X;
- Azione del vento in direzione Y;
- Azione del sisma in direzione X;
- Azione del sisma in direzione Y.

Sono stati creati due modelli della struttura: uno semplificato generato con il software TaBu ed uno ad elementi finiti generato con il software CDM Dolmen.

L'accurata discretizzazione della struttura permessa da Dolmen ha reso necessari degli adeguati approfondimenti per poter interpretare e confrontare i risultati con quelli ottenuti con il software TaBu, affetto da più stringenti limiti di modellazione.

È stata quindi necessaria una prima fase operativa che è consistita nella calibrazione dei due modelli al fine di garantirne una adeguata omogeneità di comportamento. Sono state effettuate prove su modelli elementari, per rappresentare correttamente le ipotesi di TaBu di orizzontamenti infinitamente rigidi nel piano ed infinitamente deformabili al di fuori da esso, ma anche per definire in modo ottimale i vincoli tra i vari elementi strutturali.

L'osservazione ed il confronto dei risultati restituiti da entrambe le modellazioni per le quattro condizioni di carico ha avuto lo scopo di valutarne il grado di corrispondenza.

Si evidenzia ancora che i risultati ottenuti sono da interpretare come una ragionevole stima degli spostamenti la cui validità, ovviamente, è indissolubilmente correlata alle ipotesi adottate per sopperire alla mancanza di alcune informazioni di carattere strutturale.

## 8 CONFRONTO DEI RISULTATI

Il modello FEM realizzato con Dolmen è stato utilizzato per stimare gli spostamenti orizzontali (in direzione X ed Y) e la rotazione in corrispondenza di un punto di ciascun piano prossimo al baricentro (vedi Figura 11). Una volta individuati i nodi di ciascun piano corrispondenti alla posizione geometrica voluta, adottando le comode funzioni di esportazione di Dolmen (vedi Figura 12), è stato possibile generare semplici tabulati contenenti gli spostamenti e rotazioni cercati. L'esportazione dei dati in formato gestibile con il programma Excel ne ha permesso una facile e rapida interpretazione grafica.

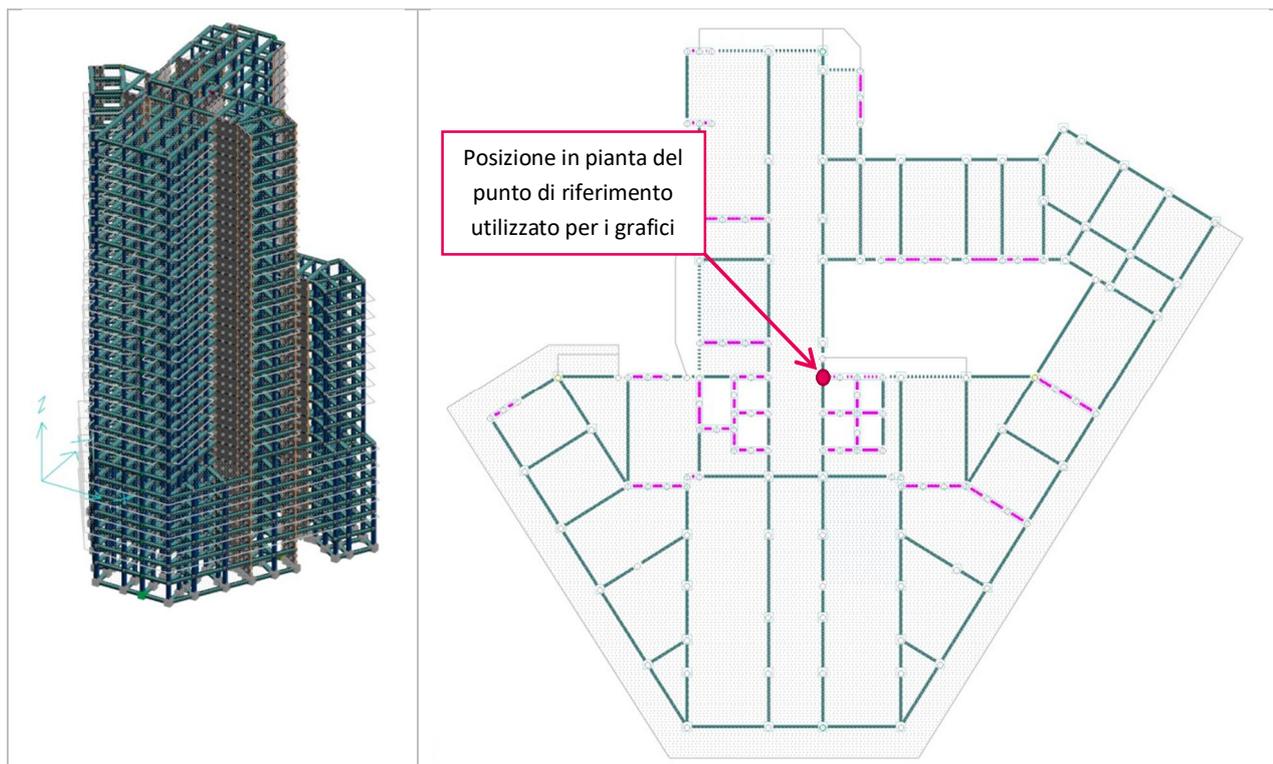


Figura 11 –Modello FEM realizzato con CDM Dolmen e posizione scelta per la lettura degli spostamenti.

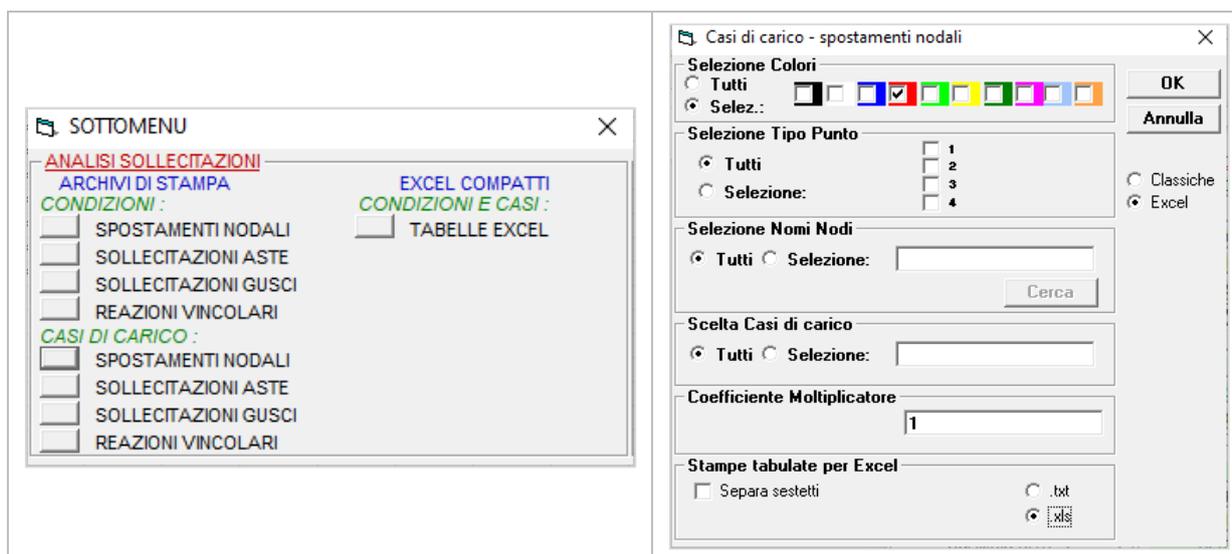


Figura 12 – Menu di DOLMEN per la lettura e l’archiviazione su file degli spostamenti dei nodi (selezionati in base al colore)

Gli stessi spostamenti e rotazioni sono stati stimati con TaBu e successivamente messi a confronto.

Nel seguito sono riportati i confronti tra i risultati forniti dai due software.

I grafici confrontano gli spostamenti orizzontale (X ed Y) e la rotazione forniti da Dolmen (grafico azzurro) e da TaBu (grafico rosso). Ciascun grafico riporta in ascissa gli spostamenti/rotazioni mentre le ordinate corrispondono ai piani del fabbricato.

Si può notare come vi sia una buona corrispondenza quantitativa sia per gli spostamenti e le rotazioni dovuti all’azione del vento agente in direzione X ed Y (Figura 13-15), sia per gli spostamenti e le rotazioni relativi all’azione del sisma (Figura 16).

Per l’azione del vento agente in direzione X, infatti, l’andamento dei diagrammi appare del tutto simile. Volendo poi esprimere gli scostamenti tra i valori ottenuti ad ogni piano con i due modelli si può dire che nella direzione del carico applicato si registra uno scostamento massimo in sommità che è pari al 22.61%; mentre sia in direzione ortogonale al carico che nel caso delle rotazioni la differenza maggiore risiede al 15° piano, con valori rispettivamente del 31.68% e del 30.99%.

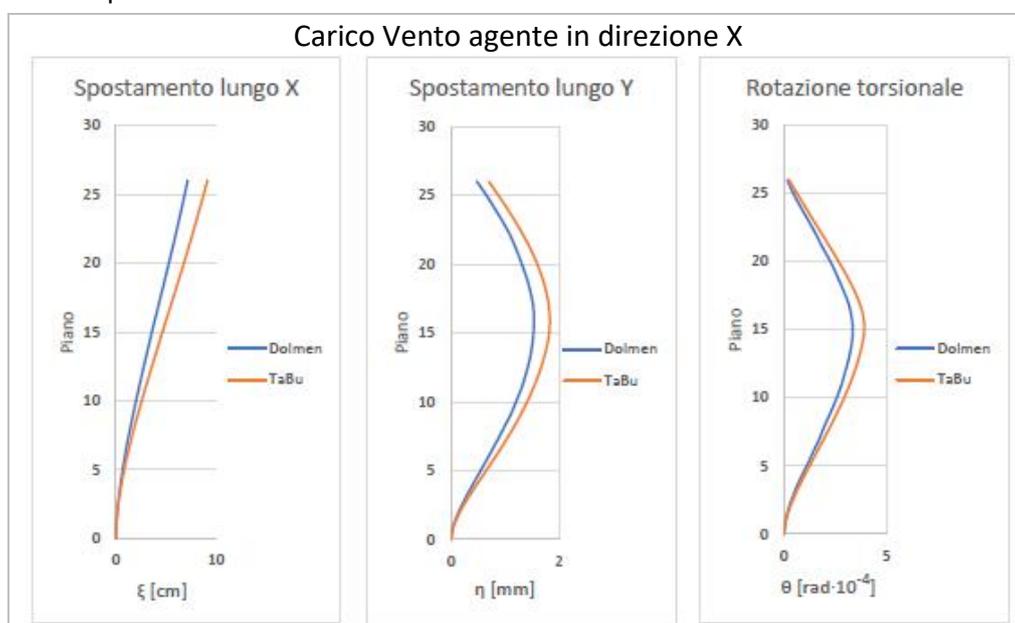


Figura 13 – Confronti tra gli spostamenti e le rotazioni dovuti all’azione del vento agente in direzione X ottenuti col Modello FEM realizzato con DOLMEN e con il codice TaBu.



Figura 14 – Deformata per spostamenti lungo l'asse X dovuti al vento agente in direzione X ottenuti col Modello FEM realizzato con DOLMEN

Per l'azione del vento agente in direzione Y, lo scostamento minore fra i diagrammi risulta essere quello nella direzione del carico agente, registrato sempre in sommità, ed è pari al 19.59%. La massima differenza nella direzione ortogonale al carico, pari al 32.42%, è registrata ancora all'ultimo piano; mentre per le rotazioni la massima differenza si trova anch'essa in corrispondenza dell'ultimo piano e vale 29.27%.

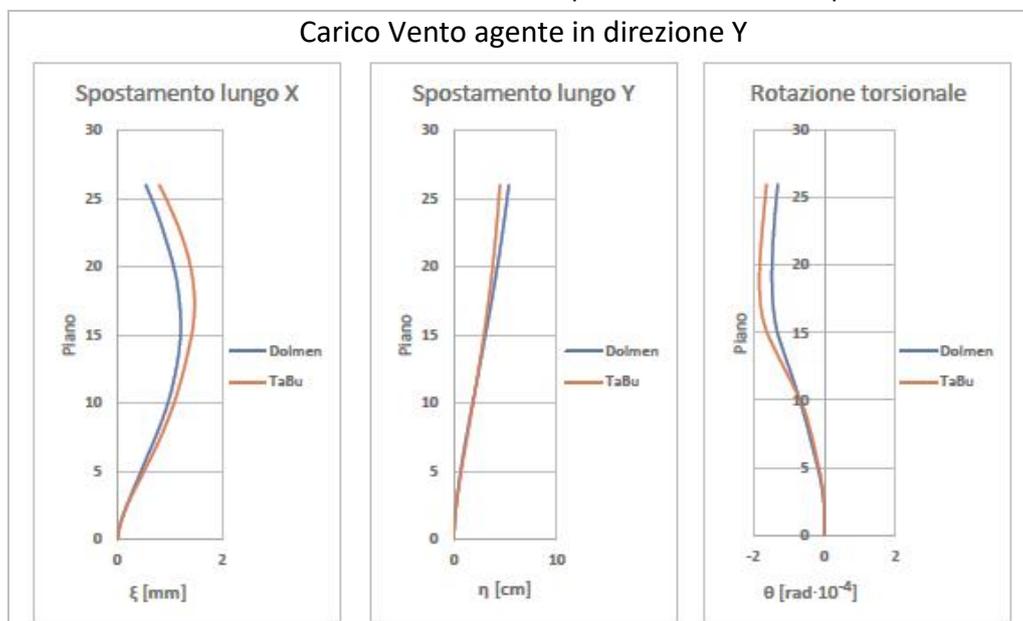


Figura 15 – Confronti tra gli spostamenti e le rotazioni dovuti all'azione del vento agente in direzione Y ottenuti col Modello FEM realizzato con DOLMEN e con il codice TaBu.

Considerando infine il sisma agente in direzione Y, Figura 16 e 17, per lo spostamento nella direzione Y del carico si ritrova uno scostamento pari al 23,51% in sommità; nella direzione ortogonale X si registra invece un massimo di 17,56% nello stesso piano; per le rotazioni infine i diagrammi sono praticamente sovrapposti, si ottiene infatti una differenza massima del 18,97% che è nuovamente misurata in corrispondenza dell'ultimo piano.

Carico Sisma principale agente in direzione Y

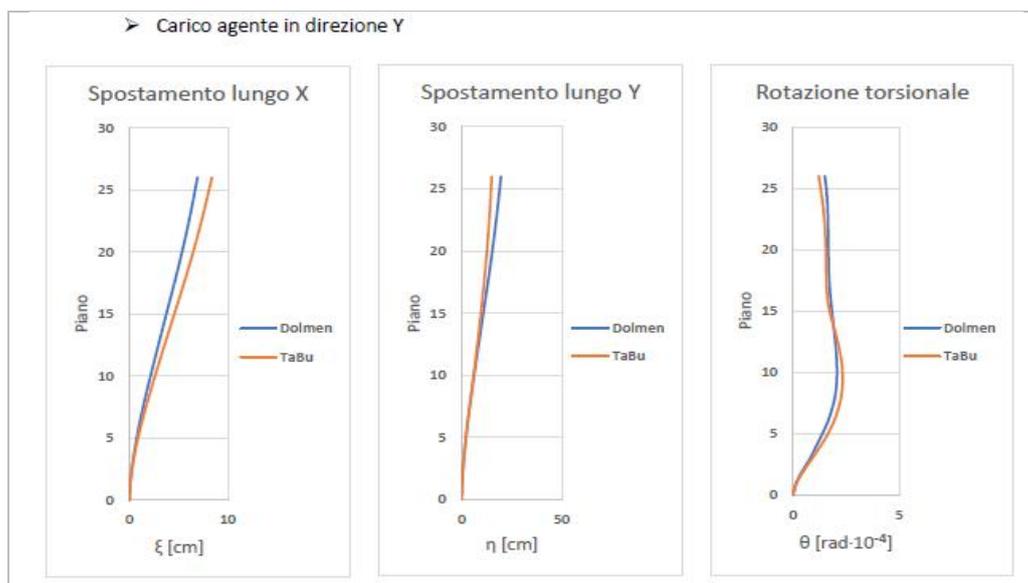


Figura 16 – Confronti tra gli spostamenti e le rotazioni dovuti all’azione del sisma agente in direzione Y ottenuti col Modello FEM realizzato con DOLMEN e con il codice TaBu.

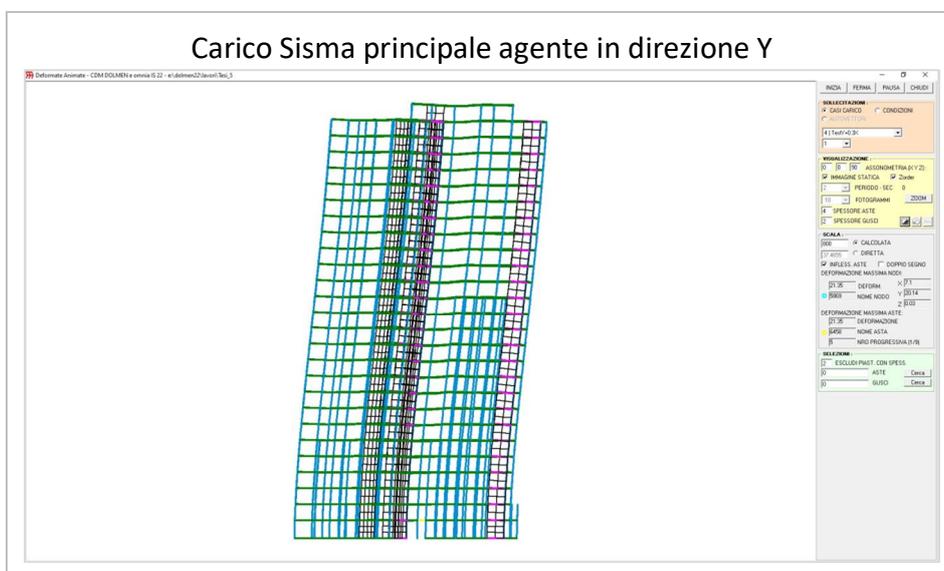


Figura 17 – Deformata per spostamenti lungo l’asse Y dovuti all’azione del sisma agente in direzione X ottenuti col Modello FEM realizzato con DOLMEN

## 9 ANALISI DINAMICA

A titolo di studio del comportamento dinamico della struttura è stata effettuata un’apposita analisi stimando periodi e forme modali tenendo conto dei seguenti carichi:

- Solaio in latero cemento: 3.53 kN/m<sup>2</sup>;
- Carichi permanenti non strutturali: 0.99 kN/m<sup>2</sup>;
- Tramezzi: 2 kN/m<sup>2</sup>;
- Muratura di tamponamento: 9.34 kN/m.

Lo studio, di carattere puramente informativo, è stato mirato al confronto dei risultati dell’analisi dinamica del programma TaBu con quelli calcolati con Dolmen.

Coerentemente con le indicazioni delle Norme Tecniche, sono stati presi in conto i modi di vibrare necessari a raggiungere una massa modale partecipante almeno pari all' 85%. Questa condizione è stata soddisfatta considerando i primi 10 modi, che come indicato da Dolmen portano ad un raggiungimento dell'87% in direzione X e dell'89% in direzione Y.

Di seguito si riporta il confronto tra le frequenze stimate per i primi dieci modi:

MODO	ANALITICO			DOLMEN			VARIAZIONE %
	T [s]	f [Hz]	$\omega$ [rad/s]	T [s]	f [Hz]	$\omega$ [rad/s]	
1	2.05	0.49	3.06	1.83	0.55	3.44	10.89
2	1.61	0.62	3.91	1.65	0.61	3.82	2.34
3	1.48	0.68	4.25	1.51	0.66	4.15	2.46
4	0.57	1.76	11.04	0.62	1.60	10.08	8.63
5	0.55	1.83	11.51	0.49	2.04	12.83	10.24
6	0.48	2.10	13.22	0.45	2.23	13.98	5.42
7	0.28	3.52	22.15	0.32	3.15	19.77	10.73
8	0.24	4.20	26.39	0.23	4.28	26.89	1.86
9	0.22	4.57	28.70	0.20	4.90	30.78	6.73
10	0.18	5.68	35.70	0.19	5.18	32.56	8.78

Figura 18 – Confronto delle frequenze dei primi 10 modi di vibrare stimati con Tabu e con CDM Dolmen

Tali risultati appaiono soddisfacenti, oltrepassando di poco il 10% in appena tre dei modi stimati.

A completamento dell'analisi, sono state confrontate le deformate dei primi tre modi di vibrare stimati con entrambi i software (Figura 19-21).

In ciascuna figura sono rappresentate in forma grafica, con vista dall'alto, le deformate modali ottenute con TaBu (sinistra) e con Dolmen (destra).

Il primo modo (Figura 19) evidenzia una vibrazione prevalentemente traslazionale lungo l'asse X per il modello Tabu. Il modello Dolmen evidenzia una traslazione lungo entrambi gli assi.

Il secondo modo (Figura 20) evidenzia una traslazione lungo l'asse Y unitamente ad una rotazione torsionale in entrambi i modelli.

Nel terzo modo di vibrare (Figura 21), entrambi i modelli, evidenziano un marcato comportamento torsionale.

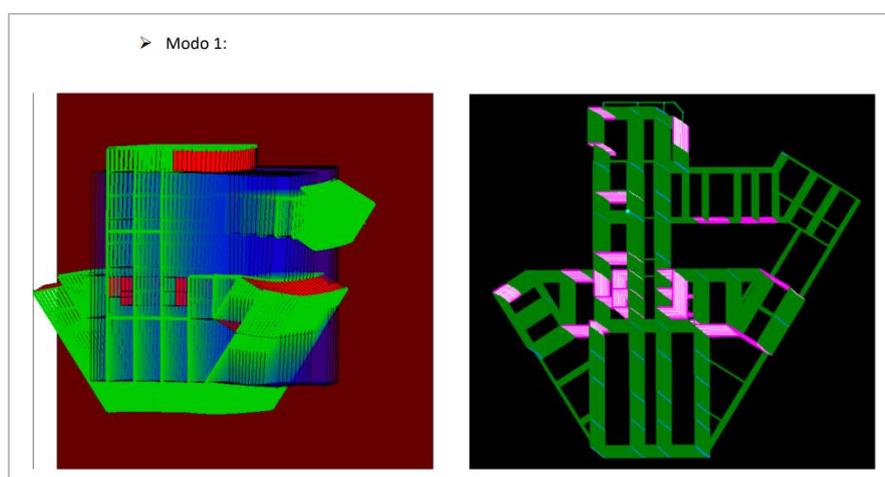


Figura 19 – Primo modo di vibrare: confronto tra deformata modale di Tabu (sinistra) e DOLMEN (Destra)

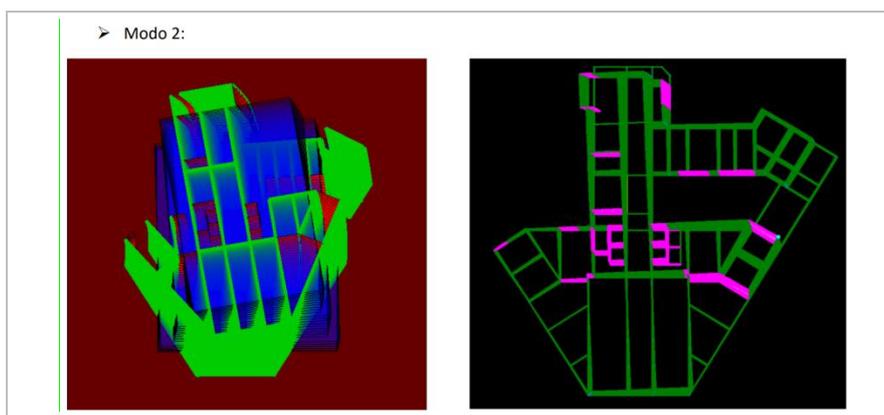


Figura 20 – Secondo modo di vibrare: confronto tra deformata modale di Tabu (sinistra) e DOLMEN (Destra).

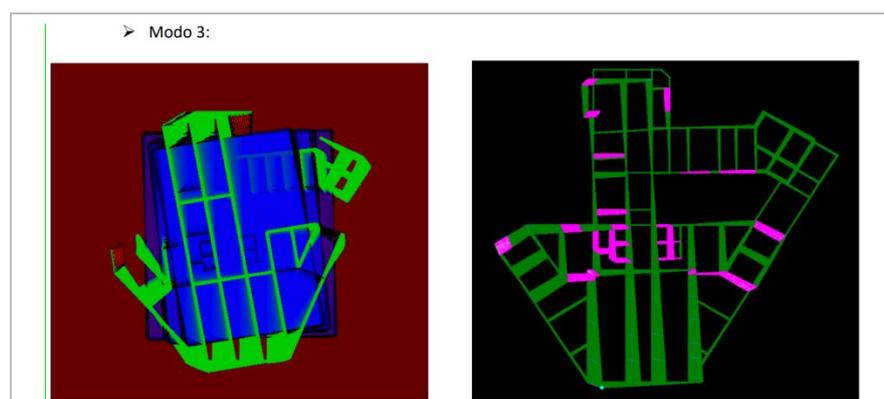


Figura 21 – Terzo modo di vibrare: confronto tra deformata modale di Tabu (sinistra) e Dolmen (Destra).

## 10 CONCLUSIONI

Il Grattacielo di Livorno, pregevole esempio delle capacità progettuali e costruttive dell'Italia dei primi anni '60 del secolo scorso, scaturito dal genio inventivo di Giovanni Michelucci, uno degli architetti italiani più celebri del '900, è la struttura di riferimento per un confronto dei risultati di due diversi approcci di calcolo su edifici di grande altezza. Il primo, basato su una rappresentazione più schematica e speditiva della struttura, è stato applicato mediante l'utilizzo del software TaBu, più agile nella modellazione (maggiormente semplificata) della struttura e più rapido nella stima degli spostamenti per effetto delle azioni orizzontali (vento e sisma). Il secondo basato su una rappresentazione più dettagliata della geometria, dei carichi e del comportamento meccanico della struttura, è stato svolto mediante la realizzazione di un modello FEM tridimensionale con il software CDM Dolmen.

L'utilizzo di entrambi i metodi di calcolo ha tenuto conto delle molte incertezze correlate alla mancanza di una dettagliata documentazione progettuale e di un rilievo approfondito della geometria e delle proprietà meccaniche dei materiali in opera. I parametri geometrici e meccanici eventualmente mancanti sono stati integrati sulla base di ipotesi che hanno tenuto conto della tipologia strutturale e delle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione.

Il confronto dei risultati dei due software, effettuato sui soli spostamenti orizzontali ottenuti sotto l'effetto delle azioni del vento e del sisma, ha permesso di evidenziare una buona approssimazione delle stime fornite dal modello semplificato, con errori massimi dell'ordine del 20÷30%.

Tenendo conto delle contenute differenze nella stima degli spostamenti orizzontali tra i due modelli, si ritiene auspicabile nell'ambito della progettazione di edifici alti effettuare rapide e semplificate analisi preliminari utilizzando il software Tabu, al fine di orientare le prime scelte progettuali, le quali dovranno poi essere confermate successivamente mediante modelli FEM più accurati.

## Sommario

1	SOMMARIO .....	1
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	1
2.1	Indagini conoscitive .....	2
3	PARTICOLARITÀ DELLA STRUTTURA E PROBLEMI IN FASE DI REALIZZAZIONE .....	3
3.1	Descrizione volumetrica e strutturale .....	4
3.2	Materiali.....	7
3.3	Calcestruzzo .....	7
3.4	Acciaio.....	8
4	SCOPO DELLE ANALISI E IPOTESI DI LAVORO .....	8
5	MODELLAZIONE CON TaBu .....	8
6	MODELLAZIONE CON DOLMEN.....	10
7	ANALISI EFFETTUATE .....	12
8	CONFRONTO DEI RISULTATI.....	13
9	ANALISI DINAMICA .....	16
10	CONCLUSIONI.....	18