

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale

in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Analisi statica e dinamica degli edifici di grande
altezza: Il grattacielo della RAI in Torino



Relatore:
prof. Alberto Carpinteri

Candidata:
Miriana Fiammingo

Correlatori:
prof. Giuseppe Lacidogna
ing. Giuseppe Nitti

Anno Accademico 2019/2020

Indice

1. INTRODUZIONE	3
2. IL GRATTACIELO R.A.I.	7
2.1 Descrizione generale	11
2.2 La struttura in ferro	22
3. AZIONE DEL VENTO	36
3.1 Caso 1: vento in direzione y	39
3.2 Caso 2: vento in direzione x	41
4. METODOLOGIA DI CALCOLO	43
4.1 Algoritmo generale	43
4.2 Teoria di Vlasov	48
4.3 Metodo di Capurso	55
4.3.1 <i>Ripartizione delle azioni orizzontali</i>	60
5. MODELLO ANALITICO	62
5.1 Analisi statica e risultati	65
5.1.1 <i>Spostamenti</i>	66
5.1.2 <i>Reazioni interne vento in direzione y</i>	68
5.1.3 <i>Reazioni interne vento in direzione x</i>	74
5.1.4 <i>Tensioni</i>	79
5.2 Analisi dinamica	88
6. MODELLO FEM	89
6.1 Analisi statica e risultati	93
6.1.1 <i>Spostamenti</i>	94
7. CONFRONTO FINALE	96
8. CONCLUSIONI	100
9. BIBLIOGRAFIA	101

Sommario

Nel progetto di edifici di grande altezza diviene importante valutare e limitare gli spostamenti orizzontali, in particolare in presenza di elementi a sezione sottile aperta. Essi sono soggetti a torsione, ingobbamento e momento torsionale secondario che devono essere calcolati tramite la teoria di Vlasov.

In questo elaborato, si vuole studiare il grattacielo della RAI sito in Torino in termini di spostamenti, reazioni interne alla struttura e tensioni nei setti presenti, inoltre si effettua una analisi dinamica, atta a valutare i periodi propri strutturali.

Per fare ciò si utilizza un modello analitico implementato in Matlab, che segue la formulazione analitica di Carpinteri, infine si esegue un confronto dei risultati con un software agli elementi finiti.

I tempi computazionali sono proporzionali al quadrato del numero dei gradi di libertà. Nel codice analitico sono presenti solo tre gradi di libertà per piano che rendono molto più leggero il modello. Il modello FEM, invece, contiene un numero decisamente più elevato di gradi di libertà. I risultati ottenuti con il modello analitico sono comparabili con quelli ottenuti con il modello FEM, questo prova che il codice analitico è un ottimo strumento per una valutazione rapida degli edifici di grande altezza nella fase preliminare di progetto.

1. INTRODUZIONE

A partire dalla fine degli anni '80 del XIX secolo la progettazione degli edifici alti divenne popolare tra gli ingegneri strutturisti grazie all'opera dell'ingegnere William LeBaron Jenney. Egli realizzò a Chicago l'“Home Insurance Building” nel 1885. L'edificio, alto 42 metri, è considerato il primo edificio alto del mondo con una struttura a telaio in ferro e acciaio, anziché a pareti portanti ed il primo ad incorporare l'acciaio come materiale strutturale.

A causa dell'aumento del costo dei terreni nelle maggiori città americane, si scelse di incrementare la progettazione di edifici alti. In particolare, a New York furono costruiti i seguenti grattacieli: Singer Building (1909–187 m), Woolworth Building (1913 - 241 m), Chrysler Building (1930 - 319 m), Empire State Building (1931 - 381 m) e World Trade Center (1973 - 417 m). Quest'ultimo è stato riconosciuto come l'edificio più alto del mondo fino alla costruzione della Sears Tower (1974 - 443 m) a Chicago.

Dagli anni '90, un numero crescente di grattacieli è stato progettato in tutto il mondo e l'industria delle torri continua a progredire. Degni di nota sono due edifici in Asia: le Petronas Twin Towers (1998 - 451,9m) a Kuala Lumpur e la Taipei 101 Tower (2004 - 508m) a Taipei.

Gli edifici super alti più importanti costruiti negli ultimi anni sono la One World Trade Center Tower di New York (2014 - 541,3 m), Abraj Al-Bait Clock Tower alla Mecca (2012 - 601m), Shanghai Tower a Shanghai (2015 - 632 m) e Burj Khalifa Tower a Dubai (2010 - 828m). Quest'ultima è attualmente la struttura più alta del mondo.

Nel contesto storico italiano, degni di nota sono la torre Piacentini (1940 - 108 m) a Genova, che fu la più alta costruzione in cemento armato italiano ed europeo fino al 1952, la Torre Pirelli (1960 - 127,10 m) progettata da Giò Ponti e Pier Luigi Nervi a Milano, che era la torre più alta in Italia fino al 1995, e la Torre delle Telecomunicazioni a Napoli (1995 - 129 m).

Negli ultimi anni, solo le città di Milano e Torino hanno preso in considerazione la costruzione di grattacieli in Italia.

In particolare, è stato preparato un piano urbanistico che prevede la costruzione di grattacieli nella Città di Milano al fine di riqualificare e riutilizzare le grandi aree edilizie derivanti dalle aree espositive (Area CityLife) e dai siti dismessi (Area Portobello). Come risultato di questo piano urbano, la Torre Unicredit (231 m sulla punta e 217,7 m sul livello del tetto) è stata completata nel 2012. Questa torre è ora l'edificio più alto in Italia. D'altra parte, la Città di Torino ha subito un rapido sviluppo a causa del restyling urbano relativo ai XX Giochi Olimpici Invernali del 2006. In questo periodo fu progettata la Torre Intesa Sanpaolo (167,25 m) e successivamente completata nel 2012. Inoltre, il 30 novembre 2011, è iniziata la costruzione della Torre della sede centrale della Regione Piemonte (209 m). Ora è l'edificio più alto a Torino e il terzo edificio più alto in Italia.

La progettazione di edifici alti rappresenta un problema impegnativo dal punto di vista architettonico, soprattutto considerando l'analisi strutturale. Le principali difficoltà sono rappresentate dalla limitazione degli spostamenti trasversali dovuti al vento o al carico laterale sismico. La formulazione del progetto preliminare è dovuta alla scelta di uno schema statico a causa della grande altezza.

In risposta a questo problema, alcuni autori hanno suggerito di identificare il sistema strutturale appropriato in base al numero di piani. Pertanto, un edificio di 25 piani

potrebbe essere progettato con pareti di taglio e telai controventati, mentre una struttura tubolare incorniciata con maglie ortogonali o tralicci (diagrid) sarebbe il metodo più appropriato per progettare edifici più alti, combinando i requisiti di ingegneria e le migliori pratiche architettoniche.

In questo momento, per quanto riguarda l'analisi strutturale, i programmi del metodo agli elementi finiti (FEM) vengono utilizzati insieme a potenti computer per ottenere una descrizione dettagliata e globale del comportamento strutturale. Secondo Howson, l'ingegnere strutturale deve essere in grado di stimare, sia con semplici formulazioni matematiche i valori relativi di sollecitazione e deformazione, sia successivamente cercare soluzioni agli elementi finiti più accurate. L'analisi strutturale con il software FEM richiede molto tempo, in particolare per la programmazione dell'input di dati, e il gran numero di dati di output disponibili potrebbe essere scomodo per interpretare rapidamente il comportamento strutturale. Metodi analitici semplificati aiutano l'ingegnere strutturale sia nella progettazione concettuale che nel dimensionamento iniziale, al fine di ottenere soluzioni rapide e sufficientemente accurate. A questo proposito, nei primi anni '60, quando la modellazione ad elementi finiti era appena agli inizi, Rosman introdusse l'equivalente modello elastico continuo per studiare pareti di taglio con aperture in edifici alti. Quindi, altri autori hanno lavorato sull'interazione problematica tra pareti di taglio e telai.

I modelli strutturali di edifici alti sono stati modificati per valutare la rigidità dei setti a sezione sottile aperta. Dal momento che l'ipotesi di sezione chiusa non è accettabile per modellare travi semiaperte a parete sottile, si focalizza l'attenzione su teorie di ordini maggiori rispetto all'ipotesi di Saint Venant, Timoshenko e von Karman, negli anni '40, fornirono la prima formulazione di queste nuove teorie, elaborate da Vlasov.

I principali dubbi riguardavano l'applicabilità delle teorie a sistemi più complessi. Per superare queste difficoltà ed estendere l'uso del metodo analitico, nel 1985 Carpinteri propose un Algoritmo Generale riguardante la distribuzione delle forze orizzontali tra gli elementi strutturali verticali di una struttura civile tridimensionale. Negli anni che seguirono l'Algoritmo Generale è stato migliorato in modo da poter lavorare con qualsiasi tipo di combinazioni strutturali, con lo scopo di applicarlo a casi studio reali.

A tal scopo, in questo lavoro, si è voluto studiare il grattacielo R.A.I. tramite un codice di calcolo basato sulla formulazione di Carpinteri ed un noto software agli elementi finiti "SAP2000®". Si mettono in evidenza tempi di realizzazione dei modelli, tempi computazionali e differenze nei risultati.

2. IL GRATTACIELO RAI

“Al viaggiatore che arriva sulla linea di Milano viene offerto, in tal modo, un invidiabile biglietto da visita di una città che, per tradizione, si manteneva legata all’uso del mattone e del cemento.

In tal senso l’edificio, sorto in deroga alle norme edilizie vigenti, rappresentò, quando fu impostato, un atto veramente coraggioso, per condurre a termine il quale furono adottati i mezzi più moderni per il calcolo e la verifica delle condizioni statiche e fu altresì fatto affidamento a materiali di assoluta attualità, acciaio e vetro, messi a disposizione da una tecnologia in rapido e costante progresso.”

Enrichetto Martina, Un nuovo palazzo a Torino. La sede della RAI in via Cernaia. G&P, Torino, 1968.



Figura 1.1 Grattacielo RAI, vista da piazza XVIII Dicembre

Politecnico di Torino, Biblioteca Centrale di Architettura “Roberto Gabetti”, Sezione Archivi, Fondo “Domenico Morelli”, “AMRL_FotoRai_1_3_Moncalvo”.



Figura 1.2. Grattacielo RAI, vista da via Cernaia

Politecnico di Torino, Biblioteca Centrale di Architettura "Roberto Gabetti", Sezione Archivi, Fondo "Domenico Morelli", "AMRL_FotoRai_2Moncalvo".

Il Grattacielo RAI di Torino (Fig.1.1) è stato progettato dagli architetti Aldo Morbelli e Domenico Morelli. L'edificio si trova tra piazza XVIII Dicembre e Via Cernaia, al confine del centro storico della città. Durante gli anni della costruzione (1962-1968) l'area in cui si trova l'edificio è in procinto di evolversi, infatti nella zona saranno edificati il Grattacielo Intesa-Sanpaolo (166 m) e la nuova stazione di Torino Porta Susa.

Il grattacielo presenta un'altezza di 72 metri, secondo il Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), che ne fa uno degli edifici più alti della città.

Il grattacielo era volto a rappresentare la sede nazionale della RAI, la quale nonostante sia nata nella città di Torino trasferirà gran parte delle sedi a Roma.

Oggi il grattacielo conserva una parte della Direzione Generale e l'ufficio nazionale abbonamenti TV, i Servizi Generali, l'Amministrazione e Finanza, il Segretariato Sociale, RAIWAY e la Direzione nazionale ICT. L'edificio ad oggi non è più in uso poiché necessita di una ristrutturazione in quanto vi è presenza di amianto nella struttura.

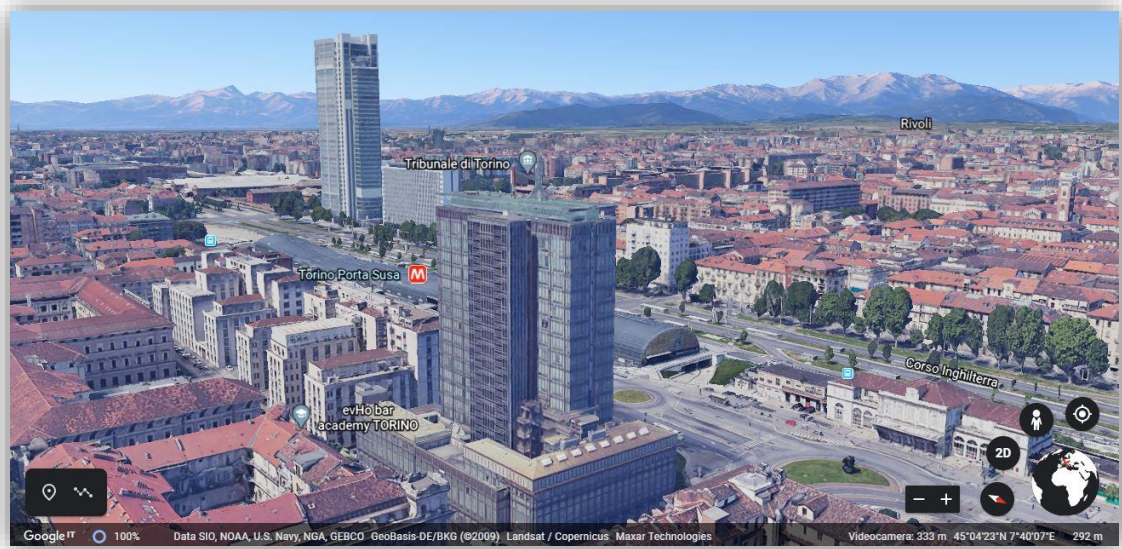


Figura 1.3. Grattacielo RAI visto dal satellite.

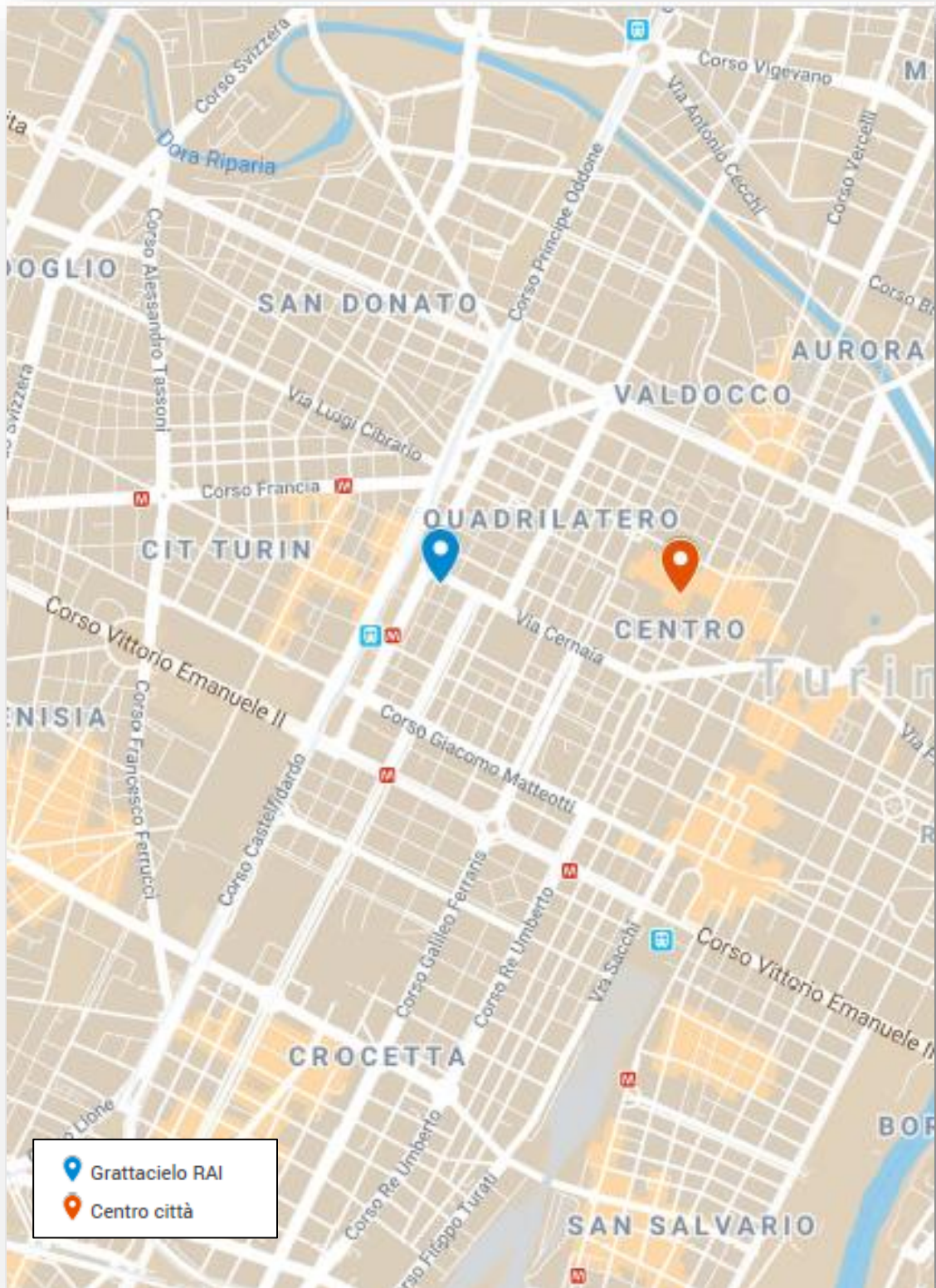


Figura 1.4. Posizione nella mappa da “Google Maps”

2.1 Descrizione generale

“Il grattacielo è composto da un parallelepipedo centrale avente 18 piani fuori terra, e due corpi bassi che riprendono lo stile dei portici di via Cernaia. Lo sviluppo verticale, accentuato dalle partizioni di facciata, è concluso sulla terrazza sommitale da un’ampia pensilina che genera uno “scuretto” portato alla scala dell’intero edificio. La struttura in acciaio lasciata a vista è rivestita da “curtain wall” in alluminio e vetro, la cui scansione regolare ed elegantemente proporzionata, insieme alla cura del dettaglio esibita nelle opere in ferro e pietra, evoca precedenti newyorkesi degli anni cinquanta (Bunshaft, Mies van der Rohe e Johnson).” (Museotorino.it/Grattacielo RAI).

L’edificio è stato realizzato negli anni ’60. Come si è detto, in quel periodo non era possibile realizzare documenti digitali, quali piante e prospetti in CAD, ad esempio, è stato quindi necessario effettuare una ricerca più approfondita in archivi storici del comune di Torino.

In particolare, notevole importanza storica assume il libro *“Un nuovo palazzo a Torino”*, pubblicato nel 1968. In esso sono presenti una serie di articoli tra cui uno scritto dal progettista Domenico Morelli, del quale riporterò una breve sezione nel seguito.

Importante risulta anche il Fondo “Domenico Morelli” sito nella sezione archivi della Biblioteca Centrale di Architettura “Roberto Gabetti” presso il Politecnico di Torino. Sono stati conservati tutti i lavori eseguiti dall’architetto, in termini di planimetrie, sezioni, piante e particolari costruttivi.



Figura 2.1. Grattacielo Rai Fotografia di Fabrizia Di Rovasenda, 2010.
<http://www.museotorino.it/view/s/36ce37a6a4514c749268cd20d25399c2>

La pianta dell'edificio principale è rettangolare con un ingombro di 53x13.5m. Sono presenti 11 telai principali in direzione trasversale e 4 in direzione longitudinale.

Ogni piano è alto 3.50 m eccetto il piano primo e il piano secondo alti rispettivamente 5.45 m e 3.76 m e gli ultimi tre piani (sedicesimo, diciassettesimo e diciottesimo) di 4.00 m, 4.00 m e 6.00 m. L'edificio principale presenta, inoltre, due piani interrati di 4.00 m e 4.40 m.

Il palazzo: l'idea architettonica

di Domenico Morelli

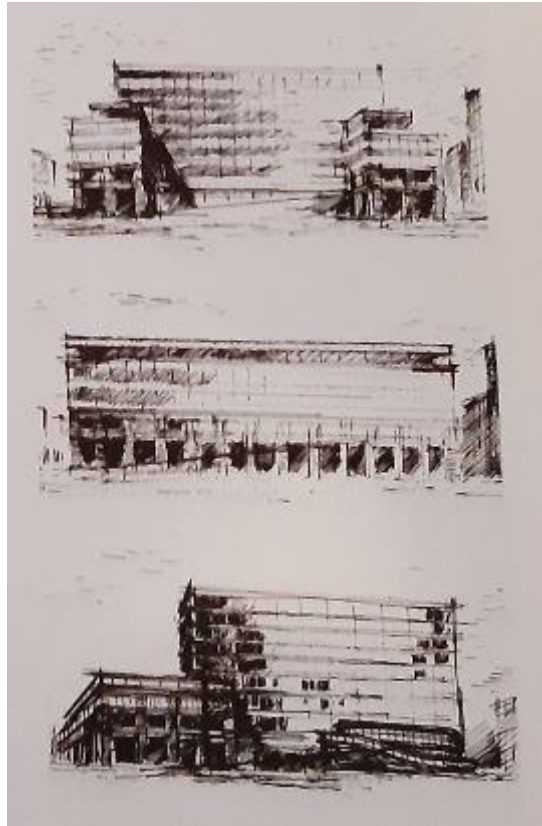


Figura 2.4. Disegni preparatori di Domenico Morelli per il progetto del grattacielo RAI

“Quando fu affidato, al compianto collega ed amico Aldo Morbelli ed a me, l’incarico di progettare la nuova Sede di Torino per gli uffici della RAI, il tema non sembrava dovesse avere le dimensioni e l’importanza che assunse in seguito.

Infatti, lo sfruttamento massimo del terreno era già stato indicato dagli Uffici Municipali in una costruzione a quadrilatero con cortile interno e maniche di altezza variabile a seconda degli spazi pubblici circostanti. La cubatura risultante però non bastava alle necessità della RAI, che si erano nel frattempo andate precisando, tantoché si sarebbe dovuto ricorrere alla copertura del cortile e ad altri ripieghi per soddisfarle, peggiorando così la disposizione del complesso.

Fu a questo punto che nacque in noi, e fu accettata prontamente dalla RAI, l’idea di elevare sul fronte della piazza, opportunamente arretrato, un corpo di fabbrica di notevole altezza,

in modo da poter contenere gli altri limiti minori di quelli previsti nella soluzione regolarmente: soluzione che permetteva anche di concentrare nel detto «grattaciolo» tutti gli uffici e servizi di carattere normale, riservando le altre parti a quelli particolari.

In tale forma fu redatto da noi ed approvato dal Comune e successivamente dal Consiglio Superiore dei LL. PP. (in quanto l'altezza del grattaciolo era in contrasto con P.R.G.) il primo progetto.

Purtroppo ulteriori esigenze della RAI, richiesero aumento di cubatura che, per varie ragioni, non fu realizzato con l'alzare il grattaciolo, ma con l'aggiungere un piano sulla via Cernaia e sulla via Guicciardini, oltre al formare un salone sopraelevato su una metà dell'ampio cortile interno.

Queste varanti hanno alterato la composizione dei volumi rispetto al progetto originale, ma soprattutto hanno diminuito l'ariosità e luminosità del cortile e dei locali che vi si affacciano, pur riconoscendo che avendo la maggior parte di essi anche un affaccio sulla strada ed essendovi il condizionamento integrale, il danno è stato ridotto più che altro ad un fatto estetico.

La soluzione del grattaciolo è stata variamente commentata dal punto di vista urbanistico. Bisogna infatti ammettere che l'aver scelto un punto nevralgico del traffico cittadino per collocarvi un complesso di tanta importanza, poteva destare fondate preoccupazioni; e queste furono ben avvertite sia da noi che dalle Autorità, le quali non mancarono di insistere per un opportuno collocamento degli accessi sulle vie laterali di minore importanza.

Si sono perciò collocati gli ingressi degli impiegati sulle vie Ruffini e Guicciardini e la rampa di accesso delle automobili al sotterraneo sull'angolo della piazza; soltanto l'ingresso d'onore, frequentato da poche decine di persone durante il giorno e l'Agenzia Postale, anch'essa affollata al massimo due volte all'anno, si aprono su via Cernaia.

A questo punto, per puntualizzare il problema e spiegare le ragioni della soluzione compositiva adottata, è bene approfondire l'esame di questo «ambiente».

Come è noto, la via Cernaia è una delle vie tipicamente torinesi della seconda metà dell'Ottocento, con fabbricati di altezza pressoché uguale, tra i 20 ed i 21 m, portici ed archi con colonne in pietra grigia, architettura decorosa ed uniforme.

Ma questa caratteristica, nella zona che ci interessa, è limitata al lato notte che risvolta sulla piazza e sul corso S. Martino, fino a collegarsi con la neoclassica piazza dello Statuto.

Al di là della piazza la ferrovia di Milano ha sbarrato il passo all'estensione armonica della Città Vecchia; si può dire anzi che la modesta Stazione di Porta Susa ha costituito sempre non solo il fondale della via Cernaia, ma il «limite» della Città ottocentesca.

Dove sorge adesso la RAI vi era al principio del secolo un fabbricato a due pini, sede della Dogana, completamente distrutto durante l'ultima guerra; i palazzi dell'isolato tra il nostro e il corso Vinzaglio risalgono anch'essi ai primi del '900; quello sull'angolo della via Guicciardini, è in stile floreale piuttosto pregevole.

Di fianco, sul lato a mezzogiorno, tra la via Guicciardini e la piazza XVIII dicembre sono stati costruiti recentemente due grossi blocchi per Uffici Statali, alti circa 30 metri, blocchi con caratteristiche puramente utilitarie, che hanno compromesso irrimediabilmente l'armonia dell'ambiente. Si tenga poi ancora presente che a poche centinaia di metri dal nostro fabbricato dovrà sorgere il Nuovo Centro Direzionale, costituito, fra l'altro, da un insieme di grattacieli di notevole dimensione e che, sopra la ferrovia di Milano, è progettata una grande strada sopraelevata di scorrimento nord-sud, che finirà per marcare ancora più nettamente la separazione fra la Città ottocentesca e quella nuova.

Di fronte a questa disordinata situazione, noi abbiamo stabilito, per la progettazione, i seguenti punti:

- creare un complesso che per materiali ed architettura denunciasse chiaramente le nuove esigenze tecniche e funzionali;
- porre sulla via Cernaia un fabbricato che, per volume ed altezza, entrasse nella composizione della strada;

- elevare invece sulla piazza un elemento di notevole altezza, che creasse una separazione netta, ma nel contempo costituisse un elemento compositivo di raccordo tra il nastro dei vecchi fabbricati di limitata altezza della via Cernaia e della piazza S. Martino ed i nuovi alti e massicci blocchi degli Uffici Statali; elemento visto quasi come un collegamento fra i grattacieli del Centro Direzionale ed il vecchio tessuto tradizionale;
- mantenere le linee architettoniche nei limiti della massima semplicità e tradizionalità compositive, allo scopo di turbare il meno possibile quel poco che resta di pregevole nell'ambiente circostante.

Era infatti nostra convinzione che, allorché si interviene in un ambiente già costituito da tempo, si debba cercare di farsi notare il meno possibile, senza per altro rinunciare a dare al nuovo edificio le caratteristiche attuali; l'argomento meriterebbe ovviamente un discorso molto più ampio ed approfondito, che non può trovare spazio in questa sede; qui voglio mettere solo in rilievo uno dei motivi che ci hanno spinto a scartare soluzioni più complesse e movimentate ed a riprendere le forme squadrate della scacchiera edilizia torinese.

Osservando adesso, a distanza di tempo, l'opera compiuta, a parte la valanga dei pentimenti, che inevitabilmente rimordono me alla fine di ogni lavoro, mi pare che il grattacielo può eventualmente disturbare quando lo si veda ad una certa distanza, dalla via Cernaia, spuntare al di sopra dei tetti, soprattutto per l'invasione prospettica di primo piano dello scalone; la cosa si avverte meno quando si è molto vicini perché naturalmente l'occhio percepisce essenzialmente le parti inferiori; non mi sembra invece che disturbi visto dalla Stazione di Porta Susa o dal lato opposto della ferrovia.

Facciamo adesso un breve esame dei caratteri distributivi.

Il grattacielo si intesta contro la manica di via Cernaia; a piano terreno vi è l'ingresso d'onore che si protende, con l'atrio interamente vetrato, sotto la detta manica, fino ai portici della via.

Il movimento verticale è assicurato da quattro ascensori veloci e dalla doppia scala esterna, dimensionata per un rapido sfollamento dell'edificio; un montacarichi, all'altra estremità, serve tutti i piani, compreso il primo sotterraneo.

La detta scala doppia è collegata con il corpo principale, mediante un «ponte», sui lati dei quali sono disposti i servizi igienici di piano. Sulle due testate del grattacielo vi sono ancora due scale metalliche di emergenza.

I fabbricati sulle vie hanno altre due scale: una nell'angolo di via Guicciardini e Ruffini, l'altra nel punto di unione tra la manica di via Cernaia col grattacielo; entrambe sono munite di doppio ascensore. Quest'ultima scala è destinata essenzialmente al servizio della cucina, del bar, e della Mensa Aziendale, situate nei due ultimi piani sulla via Cernaia.

Noto, unicamente per spiegare la presenza delle grandi finestre al secondo e terzo piano dei fabbricati sulle vie, che il detto terzo piano è in realtà una balconata che si affaccia sul vuoto del secondo ed era destinato a servizi complementari del piano inferiore. Purtroppo criteri distributivi diversi da quelli originari hanno indotto la Direzione RAI a chiudere questi balconi con delle vetrate interne, togliendo così la ragione pratica della soluzione adottata.

Nel primo sotterraneo vi è l'autorimessa e gli archivi; nel secondo gli impianti e magazzini vari.

Tutto il complesso è costruito in cemento armato nella parte sotterranea ed in alcuni elementi che richiedevano un isolamento dalla rimanente struttura (canne degli ascensori, vani per le numerose e complesse canalizzazioni ascendenti, scale di servizio ecc.); in ferro tutti i rimanenti corpi in elevazione.

La struttura in ferro per il corpo alto è stata dettata da ragioni economiche; ma è stata estesa anche agli altri fabbricati sia per ragioni di uniformità estetica, sia in considerazione della notevole luce dei solai.

I pilastri portanti hanno tutti sezione tubolare rettangolare; nel grattacielo essi variano di dimensione ogni tre piani; nei fabbricati sulle vie invece sono di misura costante; cambia solo lo spessore. Le travi dei solai sono generalmente a doppio T di vario tipo e misura; nei fabbricati sulle vie quelle perpendicolari alle pareti esterne sono invece costituite da due C separati e contrapposti, che sporgono in facciata oltre alla trave di riva ed abbracciano i pilastri; questa soluzione ha permesso di ricavare per ogni coppia di travi un'asola continua, della larghezza appunto del pilastro, nella quale passano le condutture verticali.

Gli orizzontamenti nel grattacielo sono tutti in lamiera «grecata» con sovrapposizione di una sottile soletta in calcestruzzo; nei fabbricati bassi invece, date le notevoli luci da coprire, sono in cemento armato; in alcune parti il cemento collabora con la struttura in ferro e ne diminuisce la deformabilità.

Dal punto di vista tecnico è risultata particolarmente delicata la struttura del grattacielo. Essa infatti è costituita da una quadruplici fila di pilastri, legati dalle travi e dai solai; ma per assorbire le sollecitazioni orizzontali conseguenti alla notevole altezza, si è fatto ricorso alla formazione di tre diaframmi trasversali, e di uno longitudinale a struttura controventata, che assorbono, tramite i solai, la spinta esercitata dal vento sulle facciate.

Le parti esterne sono costituite quasi interamente con «curtain wall» di alluminio naturale e cristalli doppi; è stato anche impiegato nella copertura delle travi di riva, nei coprigiunti ed in altre parti interne, il «grinatal», una lega di alluminio e silicio, che assume un colore grigio violaceo di bell'effetto.

Solo per ragioni ambientali e pratiche, le poche parti in cemento e le zoccolature sono state rivestite da Diorite della Balma lavorata alla punta od alla martellina.

Cade a questo punto opportuno un accenno sulla scelta del tipo di struttura. Esso è ormai entrato, diremo così, «nella storia recente dell'architettura» creando una tipologia edilizia

internazionale e pressoché uniforme, che ha raggiunto la massima perfezione nelle opere di alcuni Maestri, soprattutto negli Stati Uniti.

Le ricerche più recenti hanno prodotto edifici meno schematici, più vari ed indubbiamente interessanti; ma è stata proprio nostra intenzione di attenerci a forme rigorosamente semplici e funzionali; solo così, come ho già detto, ci è sembrato di poterci inserire nell'ambiente ordinato e monotono dell'edilizia torinese, senza creare urti.

Accettato questo principio, l'adozione quasi esclusiva dell'alluminio anodizzato naturale, e del cristalli, è non solo la conseguenza di una ricerca di leggerezza e di semplicità, ma il desiderio di impiegare materiali che possono, con una non onerosa manutenzione, conservare a lungo le loro caratteristiche; quasi tutti i materiali sintetici infatti subiscono nel tempo un degrado più o meno marcato.

Indubbiamente costruzioni di questo genere richiedono impianti di condizionamento molto complessi e sensibili, mancando d'inerzia termica; ma se si pensa che la necessità di non sprecare spazio all'interno obbliga a ridurre al minimo le strutture portanti, si conclude che non vi è una gran differenza fra l'impiego del ferro o del cemento armato.

Le divisioni interne sono interamente di tipo mobile e modulare, rivestite di legno plastificato nei corridoi e negli ambienti importanti, di «Risinflex» di due colori negli uffici; le pareti sono piene nella parte inferiore, munite di cristalli di colore grigio nella parte superiore.

Nel progetto si erano previste pareti trasparenti tra gli ambienti di lavoro; ma diverso è stato il parere della Direzione RAI e debbo ammettere che, se l'aspetto degli interni è risultato meno «attuale», ne è considerevolmente aumentata l'intimità e la tranquillità.

Tutti i soffitti, sono in pannelli modulari fono-assorbenti; i pavimenti in «prealino» ed in vari tipi di «moquette» nei corridoi e nei locali importanti.

I particolari sono stati molto curati; anche nei mobili, seppure di tipo standardizzato, è stato curato il disegno ed il tipo e colore dei materiali.

I locali direzionali sono all'ultimo piano del grattacielo ed hanno pianta ed arredamento particolari.

Un insieme come il nostro ha richiesto impianti complessi e delicati; alcuni, al momento della costruzione, erano fra i più moderni in Italia. Il risultato mi sembra positivo; attraverso alle grandi vetrate si «partecipa» alla vita della città, senza quasi sentirne il rumore; il condizionamento rende il clima piacevole, mentre i frangi-sole alla veneziana e le numerose lampade consentono di realizzare le migliori condizioni di illuminazione in qualunque ora.

Il soggiorno ai «posti di lavoro» diventa piacevole e distensivo.

Nel chiudere questa descrizione non posso fare a meno di ricordare, oltre al collega Morbelli, che non ha potuto vedere l'opera finita, un altro amico anche scomparso, l'Ingegnere Antonio Giberti, che progettò la difficile struttura in cemento armato, e l'Ingegnere Alessandro Serangeli, Direttore dei Servizi Edili della RAI, con il quale si svolse una cordiale e proficua collaborazione. Devo anzi dire che i rapporti con i Dirigenti dell'Ente furono sempre improntati alla massima comprensione e questo ha indubbiamente facilitato il lavoro ed ha influito favorevolmente sul risultato.

Ed infine, per quanto riguarda la mia «fatica», devo ringraziare i miei collaboratori, architetti Domenico Bagliani e Vittorio de Fabiani, per il costante ed intelligente apporto di lavoro, di idee e di critica.”

Domenico Morelli, Un nuovo palazzo a Torino. La sede della RAI in via Cernaia. G&P, Torino, 1968.

Di particolare interesse sono i setti in calcestruzzo armato che si protraggono fino alla sommità dell'edificio. Sono presenti, infatti, cinque setti mostrati nella figura seguente.

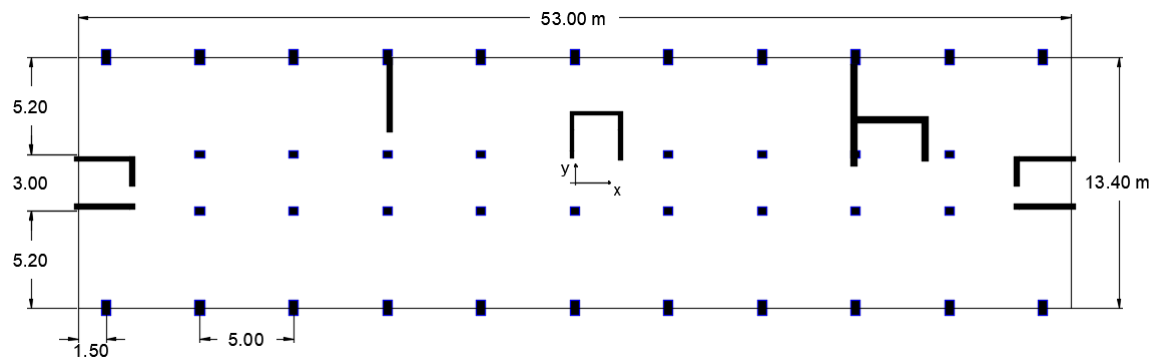


Figura 2.5. Pianta piano tipo

2.2 La struttura in ferro

Di Fabrizio De Miranda

1. ASPETTI GENERALI DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

“Su di un lotto di circa 3500 mq di forma pressoché rettangolare, prospiciente al grande piazzale XVIII Dicembre ove sorge la stazione di Porta Susa e delimitato lungo gli altri tre lati da vie principali soggette a rigorosi vincoli urbanistici, sorge il complesso di edifici RAI, adibiti per due terzi ad uffici propriamente detti e per un altro terzo a servizi generali e saloni meccanografici di caratteristiche distributive e di esercizio del tutto differenziati dai precedenti.

Lo studio distributivo prevedeva un corpo centrale a torre, con un volume di 80.000 mc circa, adibito ad uffici, ed un complesso di corpi bassi, con un volume di circa 3.000 mc, disposti attorno al grattacielo ed atti ad armonizzare l’edificio principale con l’ambiente cittadino, mediante ricorrenze architettoniche e porticati in prosecuzione dei preesistenti.

Il progetto delle varie parti della costruzione è stato eseguito da un gruppo di tecnici specializzati che hanno curato ciascuno la sezione di propria competenza. Sin dalla fase iniziale, occorre impostare chiaramente il problema statico strutturale, in rispetto al preliminare studio distributivo, nonché coordinare e programmare i settori differenziati che si andavano sviluppando parallelamente; è stato possibile addivenire alla soluzione globale grazie ad un continuo e reciproco scambio di idee e di dati tra Architetti progettisti, Strutturisti dell’acciaio e del c.a. e Costruttori.

Quando si affronta il problema della progettazione di una struttura che esula dal campo delle consuete costruzioni riguardo alle sue dimensioni geometriche, quando di conseguenza alcune delle azioni esterne, come nel caso specifico quella del vento, assumono un rilievo

preponderante, per quanto il fine primo dei progettisti sia di schematizzare e tipicizzare gli elementi costituenti la struttura, si richiede sempre ai progettisti stessi un non semplice quanto approfondito studio che armonizzi le disparate esigenze di carattere statico, costruttivo ed economico.

Qui di seguito, vogliamo innanzitutto passare in rapida rassegna tutte quelle esigenze e problemi più o meno vincolanti riguardo ad una ideale e libera progettazione strutturale, esigenze che hanno richiesti un approfondito studio selettivo per la progettazione degli schemi statici e dei tipi strutturali richiesti.

Riferendoci in particolare al corpo torre che ovviamente presenta gli aspetti più interessanti sotto il profilo strutturale, ecco nell'ordine i punti fondamentali di cui sopra:

- elementi strutturali verticali ed orizzontali di ingombro limitato, con dimensioni esterne le più uniformi possibili, in dipendenza sia di esigenze distributive, sia di particolari indiscutibili vincoli architettonici (ad esempio i pilastri di facciata ad ingombro costante, posti all'esterno della parete perimetrale);
- alleggerimento massimo delle strutture in elevazione per consentire la realizzazione di fondazioni dirette, evitando onerose opere di palificazione;
- strutture di rapido e continuativo montaggio, con l'adozione di giunzioni bullonate, limitando le saldature in opera alle sole giunzioni soggette a particolari esigenze architettoniche;
- impossibilità di riportare le spinte orizzontali al piano di fondazione mediante controventature a traliccio, per la necessità di disporre di un porticato libero a livello stradale;

- studio di un particolare tipo di ancoraggio tra sovrastrutture in acciaio e sottostrutture in c.a. in corrispondenza delle controventature verticali, trasversali e longitudinali;
- ubicazione, distribuzione e forma delle strutture di controvento, determinate e studiate compatibilmente con le esigenze funzionali e distributive dell'edificio e in funzione della limitazione delle deformazioni elastiche sotto l'azione del vento;
- trasmissione rigida della spinta del vento, in corrispondenza di ogni orizzontamento, alle strutture verticali di controvento: problema di non facile soluzione in relazione al tipo leggero di solaio adottato ed alle numerose forature di notevole entità da prevedere nello stesso per il passaggio di scale, montacarichi, ascensori, ecc. Questo problema è apparso particolarmente importante e delicato al primo piano ove, per la indesiderata presenza di diagonali di controvento nel sottostante porticato, le controventature trasversali della torre di arrestano: la spinta del vento concentrata in dette controventature deve perciò, a tale livello, essere distribuita uniformemente ai sottostanti portali trasversali tramite il solaio di elevatissima rigidezza nel piano orizzontale.

Tutti i suddetti problemi e vincoli, che considerati singolarmente non presentano per lo strutturista particolari difficoltà, quando si presentano, come in questo caso concomitanti, rendono arduo il raggiungimento di una soluzione globale ottima: la necessaria approfondita analisi di ciascuno di essi esplica successivamente una sintesi che si rivela non sempre facile e immediata.

2. DESCRIZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE E PARTICOLARITÀ COSTRUTTIVE

Il complesso edilizio consta di un edificio a torre di 20 piani fuori terra (18 realizzati, 2 di futura costruzione), contornato di un complesso di corpi bassi perimetrali, tutti con struttura portante in acciaio. Due piani interrati, a struttura in calcestruzzo armato completano l'opera. L'adozione di strutture in acciaio per i piani fuori terra del grattacielo appare naturale, data l'altezza del fabbricato e la celerità di esecuzione imposta dal Committente; tale struttura era inoltre in perfetto accordo con la necessità di ridurre al minimo gli ingombri delle membrature portanti e di ridurre quanto possibile i carichi sulle fondazioni. D'altra parte il prevedere fondazioni e sotterranei con strutture in c.a. permetteva di realizzare le strutture in c. a. durante la stagione propizia e programmare il montaggio delle strutture in acciaio nonché il completamento dell'edificio nella stagione autunnale o invernale; il notevole peso proprio dei piani sotterranei avrebbe servito inoltre da elemento stabilizzatore del fabbricato contro effetti ribaltanti.

Anche per i corpi bassi fuori terra prevalse l'idea di realizzarli con strutture in acciaio sia perché si trattava di edifici a grandi luci e con notevoli sovraccarichi, sia per mantenere una certa uniformità costruttiva col corpo principale a torre.

Le strutture in acciaio dei corpi bassi sono costituite da una serie di telai piani trasversali ad interasse di 2.50 ÷ 4.50 m, con luce di circa 10 m, colonne in profilati a sezione rettangolare e travi composte a forma di C accoppiati che abbracciano le colonne alle quali sono saldate in opera; il solaio è in lamiera grecata con sovrastante soletta in calcestruzzo armato; il sovraccarico è di 600 kg/mq.

Il grattacielo raggiunge l'altezza di 72.56 m sopra il piano di imposta con 18 piani utili, il piano dei volumi tecnici e la pensilina di copertura; è stato calcolato per un'altezza di 76 m, in previsione di un futuro sopralzo.

La pianta presenta una forma rettangolare di dimensioni 53,00 x 13,50 m, con due lievi rientranze di 3,00 x 1,50 m sui frontoni ed un'ampia appendice laterale adibita a scalone principale e ai servizi.

La struttura in acciaio consta in 11 telai verticali trasversali posti ad interasse costante di 5,00 m; alle travi principali dei telai ed alle colonne esterne sono saldati a rastrelliera in officina monconi di travi secondarie alle quali sono bullonate in opera le travi secondarie stesse che corrono continue parallelamente al lato lungo del fabbricato su luci di 5,00 m con interasse 2,50 ÷ 3,00 m.

Il solaio passa continuo sopra le travi secondarie ed è realizzato in lamiera grecata di spessore 10/10 mm, saldata ad ogni onda sulle travi secondarie con chiodi di saldatura; sopra la lamiera è saldata a punti una rete in acciaio di diametro 4 mm e gettata una soletta in calcestruzzo di spessore 4 cm sopra l'estradosso della lamiera; travature di controvento verticale a traliccio (3 trasversali al fabbricato e 1 longitudinale) completano le strutture.

Si possono individuare tre gruppi di elementi strutturali differenziati che esamineremo singolarmente:

- a) da quota - 0,90 a quota + 4,50 m
 - b) da quota + 4,50 m al 18° piano
 - c) i volumi tecnici e la copertura.
- a) *Strutture tra quota - 0,90 a quota + 4,50 m.*

Le strutture in acciaio tra quota -0,90 e quota 4,50 m sono costituite da 11 portali a 4 ritti disposti trasversalmente alla facciata del fabbricato. Detti portali, a nodi rigidi, hanno i due piedritti esterni incernierati alla base ed i due interni incastrati.

Il tipo di vincolo alla base dei suddetti portali è stato suggerito dal fatto che perimetralmente le dimensioni delle piastre potevano estendersi solo nella direzione del lato lungo del fabbricato, mentre internamente, per la presenza di travi parete in c.a. ordite trasversalmente all'asse lungo del fabbricato era possibile realizzare l'incastro delle basi dei soli ritti intermedi dei vari telai.

I traversi di questi portali ricevono i carichi trasmessi direttamente dal solaio a quota 4,50 m, mentre sui loro piedritti gravano tutti i carichi verticali derivanti dalle colonne superiori, compresi i carichi dovuti al vento in corrispondenza delle controventature. La spinta orizzontale del vento agente sulle facciate del grattacielo sono riportate a quota 4,50 m da 3 travature verticali di controvento e sono distribuite uniformemente su tutti i telai di base attraverso la soletta piena in c.a., spessore 15 cm a doppia armatura incrociata, che si comporta, ai fini di detta trasmissione, come lastra infinitamente rigida nel proprio piano.

I piedritti ed i traversi sono composti con piatti saldati in officina a forma di cassone rettangolare di dimensioni esterne costanti (290 x 600 mm piedritti, 290 x 450 mm i traversi), ad eccezione dei piedritti esterni dei 3 portali in corrispondenza dei quali sono impostate le controventature superiori; per detti ritti la sezione si allarga verso l'alto, raggiungendo le dimensioni di 290 mm x 1000 mm.

I portali sono spediti in cantiere in 5 pezzi – i 4 piedritti ed il traverso – e vengono uniti con saldatura in opera.

b) Strutture tra quota + 4,50 m fino al 18° piano.

Lo schema statico di dette strutture prevede 8 telai a nodi rigidi di estremità e pendoli intermedi, e 3 telai controventati.

Negli 8 telai a nodi rigidi le colonne esterne, in profilati tubolari a sezione rettangolare, cambiano dimensioni per tronchi di tre piani: da 380 x 280 mm alla base a 280 x 200 mm; le giunzioni in opera vengono effettuate, ogni 3 piani appunto, mediante saldatura elettrica.

Le colonne interne, pure a sezione rettangolare, sono interrotte piano per piano e alle estremità portano flange opportunamente forate, così da realizzare l'attacco colonna-trave mediante bullonature in opera con bulloni normali di qualità Aq 50.

Le travi principali, in profilati a doppio T NP 320 mm, corrono continue trasversali al fabbricato e sono rinforzate in corrispondenza delle colonne interne con piatti orizzontali saldati alle ali in officina così da resistere ai momenti flettenti massimi ed accogliere la flangia terminale delle colonne; sempre in corrispondenza delle colonne centrali sono saldati tra ala ed ala delle travi spezzoni di tubo quadro atti a trasmettere lo sforzo assiale dal tronco superiore a quello inferiore; inoltre alla trave sono saldati a doppio pettine monconi di travi composte, alle quali saranno bullonate in opera le travi secondarie, in profilato a doppio T di altezza 220 mm quelle interne, in piatti composti saldati a C di altezza 320 mm le perimetrali.

Il nodo esterno presenta particolarità notevoli. In fase di progettazione definitiva e piuttosto avanzata, come si è detto, motivi estetici imposero arretrare la trave corrente perimetrale esterna di 16 cm all'altezza delle colonne; le colonne esterne dovevano rimanere completamente a vista ed i solai e le pareti venivano impostati sulla trave perimetrale arretrata.

Questa modifica comportò che l'attacco delle travi principali alle colonne esterne, previsto in un primo tempo con semplici squadrette e bulloni, fosse invece realizzato saldando alle colonne un moncone di profilato a T opportunamente rinforzato verticalmente con due mezzi tubi ed orizzontalmente con piatti, cosicché la colonna potesse essere considerata vincolata

orizzontalmente e le spinte orizzontali delle colonne dovute a fenomeni d'instabilità locale potessero essere trasmesse al solaio e quindi alla controventatura verticale.

Le travi principali trasversali e la trave perimetrale esterna sono collegate in opera al moncone suddetto con bulloni Aq50; praticamente si venne a realizzare l'incastro tra la trave principale e la colonna.

Altra particolarità delle colonne esterne è rappresentata dal fatto che i diversi tronchi di colonna di sezione variabile, sono giuntati in modo da tenere complanari le facce interne della colonna, con conseguenti sollecitazioni dovute all'eccentricità dei carichi verticali.

Nei telai di controvento le colonne esterne, sempre continue e saldate in opera ogni 3 piani, sono formate da due profilati rettangolari abbinati, uniti ad ogni piano con spezzoni di profilati a doppio T o rettangolari: il raddoppio delle colonne si è reso necessario per impostare le pareti perimetrali, come si è detto, all'interno della gabbia in acciaio e lasciare in vista le colonne esterne, senza alcuna disuniformità in corrispondenza dei telai di controvento.

Le colonne interne delle strutture verticali di controvento sono pure continue e sono state spedite in tronchi dell'altezza di tre piani e saldate in opera tra loro. Le travi principali, in profilati a doppio T NP 320 mm, sono bullonate alle colonne con bulloni Aq50.

Le diagonali dei telai di controvento sono in profilati anulari ed anch'esse assiate mediante bullonatura in opera.

Quando l'altezza dell'edificio è pari a circa cinque volte la larghezza del fabbricato, lo schema statico che prevede un numero discreto di controventi a lato del corridoio centrale può comportare in genere i seguenti inconvenienti: la freccia elastica in sommità può essere contenuta entro i limiti ammissibili solo adottando per i montanti delle strutture di controvento un tasso di lavoro inferiore a quello normale; inoltre, nelle ipotesi suddette, sono

trasmessi alle fondazioni notevoli sforzi di trazione nella condizione più sfavorevole di soli carichi permanenti più vento. Un metodo per ovviare in modo semplice ed economico alle difficoltà sopra riportate consiste nel collegare le due travi reticolari verticali poste a lato del corridoio centrale con travoni orizzontali reticolari, o ad anima piena, così da formare globalmente un telaio a traliccio multipiano. Tale telaio può presentare diversi schemi, riducibili sostanzialmente a due:

- in un primo tipo i traversi di collegamento, in numero discreto, sono reticolari e raggiungono l'altezza tra piano e piano, con schemi statici che permettono il passaggio dei corridoi;
- nel secondo tipo i traversi di collegamento hanno altezza limitata, sono di solito ad anima piena e disposti in corrispondenza di ogni piano.

Lo studio completo di tale tipo di controventatura, effettuato in occasione della costruzione di questo edificio, ha indicato come soluzione ottima, nel caso specifico quella adottata, quella che prevede due traversi di collegamento molto rigidi posti rispettivamente in sommità dell'edificio ed in corrispondenza di un piano intermedio, precisamente tra il 9° e il 10° piano.

c) Struttura posta sopra il 18° piano.

La struttura portante in acciaio posta sopra il 18° piano è costituita da una serie di portali trasversali al fabbricato alti circa 6 m e con traversi uscenti a sbalzo per 5,30 m su tutto il fabbricato, anche in corrispondenza della testate. Le travi, a sezione variabile, sono composte saldate, le colonne sono invece tubi quadri.

La copertura è realizzata in lamiera grecata zincata a vista tipo «Steelox», su luce di 5 m; su di essa viene gettata una soletta in calcestruzzo portante, opportunamente armata con tondi in c.a.

Sul 18° piano sono dislocati anche i volumi tecnici per ascensori ed altri servizi.

Le colonne esterne salgono oltre il 18° piano per circa 3 m con pareti di chiusura di pari altezza; una serie di cavalletti perimetrali sostiene i binari per la macchina di pulizia delle pareti esterne.

3) MONTAGGIO

Il montaggio è stato realizzato mediante bullonatura in opera con bulloni di qualità Aq 50, ad esclusione delle unioni dei portali di base e delle colonne esterne, nonché di quelle interne di controvento, che sono state realizzate mediante saldatura in opera.

Due autogru trasportavano dal vicino scalo ferroviario all'interno del cantiere gli elementi strutturali; essi venivano sollevati da un semplice falcone e ripresi da due bracci girevoli di una gru impostata direttamente sulle stesse strutture in acciaio del fabbricato; questi bracci girevoli venivano smontati, innalzati e rimontati ogni 3 piani.

Le colonne esterne, in tronchi di tre piani, venivano sollevate singolarmente ed appoggiate, con l'aiuto di piatti di riscontro, ai capitelli dei tronchi sottostanti ai quali venivano poi saldate; il collegamento tra le colonne centrali e quelle laterali con la trave principale veniva eseguita a piè d'opera; il portale così preparato veniva sollevato e quindi bullonato alle travi inferiori ed ai monconi saldati in officina alle colonne esterne.

Infine veniva effettuato il collegamento bullonato tra gli spezzoni delle travi secondarie e i tronchi intermedi delle travi secondarie stesse, della lunghezza di circa 4 m.

4) STUDIO SU MODELLO DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Per la costruzione del grattacielo della RAITV in Torino vennero previste strutture di fondazione particolarmente impegnative sia per le dimensioni, sia per il tipo e l'entità delle azioni in gioco.

Si trattava di un edificio le cui colonne erano impostate, al livello del piano terreno, su una struttura di fondazione in calcestruzzo armato costituita da travi parete alte 12 m, che spiccavano al piede da una platea generale.

Data la rilevante altezza del fabbricato e la relativamente ridotta dimensione trasversale in pianta, ne risultavano al piede delle colonne dei telai di controvento trasversale azioni di una certa entità e, per determinate condizioni di carico, sforzi di trazione sino a 330t per colonna. Corrispondentemente il carico massimo di compressione del lato sottovento raggiungeva le 660 t.

L'ancoraggio del piede dei telai di controvento venne realizzato con cavi di precompressione interessanti l'intera altezza della trave parete in c.a. e con uno sforzo a tempo indefinito pari al massimo tiro dei ritti maggiorato del 20%; in tal modo infatti veniva assicurato un efficiente ancoraggio senza dover temere in alcun modo eventuali distacchi fra la base della colonna e la relativa superficie di appoggio.

La trave parete di fondazione era pertanto impegnata dai carichi trasmessi dai ritti dei telai e dalle azioni di «pinzatura» dei cavi di precompressione.

Lo studio analitico dello stato di tensione nella trave parete si presentava assai complesso, tenuti presenti il rapporto altezza-lunghezza in gioco, le ampie aperture esistenti – dipendenti dalla necessità di consentire il pieno uso dei due piani cantinati – e la particolare distribuzione delle azioni esterne. Conseguentemente quindi non semplice si presentava la predisposizione della orditura.

La soluzione venne pertanto ricercata per via sperimentale, con indagini fotoelastiche condotte presso il Centro Costruzioni Metalliche dell'Università di Pisa.

Inoltre, per quanto riguarda la distribuzione delle reazioni del piano di posa, nella impossibilità di conoscere e realizzare nel modello una distribuzione analoga a quella

effettiva, è stato impiegato materiale di appoggio – sotto il modello – di notevole deformabilità, tale da realizzare una distribuzione delle reazioni prossima a quella uniforme. L'indagine fotoelastica venne condotta per tre distinte condizioni di carico. Esse sono relative alle azioni trasmesse dai soli cavi di precompressione ed alle due corrispondenti all'azione contemporanea del peso proprio delle strutture in elevazione e della massima azione del vento, sia sul lato sopravvento che su quello sottovento.

Si è avuta qualche difficoltà operativa di natura sperimentale; ad esempio quella dipendente dalla necessità di sovrapporre l'azione dei carichi di precompressione con quella dei carichi esterni. Tale difficoltà operativa è stata risolta congelando dapprima nel modello lo stato di tensione dovuto alla precompressione e applicando solo successivamente – a congelamento avvenuto – i restanti carichi corrispondenti alle azioni esterne agenti sulle strutture di fondazione.

Con queste premesse, lo studio è servito a risolvere completamente i quesiti proposti: individuare le isostatiche, fornire i valori delle tensioni nelle sezioni più significative e dare infine le necessarie indicazioni per la stesura dell'orditura.

Per lo spessore di m 0,80 previsto per la trave parete, la massima compressione non supera i 30 kg/cm^2 , esclusi gli effetti locali nelle zone in prossimità di applicazione dei carichi ed alcuni punti singolari in corrispondenza agli spigoli superiori ed inferiori delle aperture, dove si raggiungono localmente compressioni di circa 34 kg/cm^2 .

Gli sforzi di trazione flessionale in corrispondenza degli spigoli raggiungono valori massimi sui 20 kg/cm^2 .

Anche le tensioni tangenziali risultano assai contenute e praticamente circoscritte agli architravi. Per le diverse condizioni di carico previste (sottovento e sopravvento) il taglio in questi assume segno opposto.

Le azioni taglianti dipendenti dai momenti flettenti, si riducono notevolmente già a breve distanza dagli innesti: naturalmente considerato quanto già osservato riguardo all'elevato rapporto altezza-luce degli architravi stessi, non può assolutamente ammettersi una distribuzione lineare delle tensioni flessionali.

Dal complesso dei grafici e delle osservazioni si sono poi desunte le necessarie indicazioni per una corretta distribuzione dell'armatura, prevista in acciaio nervato ad alto limite elastico. Per tale definizione si sono riguardati soprattutto gli architravi e la relativa trasmissione di sforzi di trazione flessionali da questi ai nodi centrali; ciò, naturalmente, oltre all'armatura dipendente da altre esigenze di carattere costruttivo.

5) CARICHI E SOVRACCARICHI

Oltre al peso proprio delle strutture in acciaio e della lamiera grecata, sono stati considerati i seguenti carichi:

1° piano

- p.p. soletta	300 kg/mq
- pavimento, soffitto, strato termoacustico, incidenza tramezze	220 kg/mq
Totale pesi permanenti	520 kg/mq
- carico accidentale	600 kg/mq

Piani successivi

- p.p. soletta	150 kg/mq
- pavimento, soffitto, strato termoacustico, incidenza tramezze	220 kg/mq
Totale pesi permanenti	370 kg/mq
- carico accidentale	300 kg/mq
- carico accidentale (al 2° piano)	600 kg/mq

Gli ascensori e i muri dei vani scala e ascensori gravano sulla struttura in acciaio. Per il calcolo delle colonne i sovraccarichi sono stati ridotti secondo le norme C.N.R.-UNI.

Tipo di materiale

- | | |
|------------------------|--|
| - travi Aq 42 UNI 743 | $\sigma_{amm} = 1,60 \div 1,80 \text{ t/cm}^2$ |
| - piatti Aq 42 UNI 815 | $\sigma_{amm} = 1,60 \div 1,80 \text{ t/cm}^2$ |
| - colonne SD/054 | $\sigma_{amm} = 2,00 \div 2,40 \text{ t/cm}^2$ |

6) INCIDENZE STRUTTURALI

Su un volume totale vuoto per pieno di mc 60.750, le incidenze unitarie delle strutture risultano le seguenti:

- | | |
|-----------------------------|-------------------|
| - colonne e controventature | 12,300 kg/mc |
| - travi principali | 6,50 kg/mc |
| - travi secondarie | 5,20 kg/mc |
| - lamiera grecata | <u>4,00 kg/mc</u> |
| | 28,00 kg/mc |

L'arretramento della trave perimetrale longitudinale, l'innalzamento di questa trave per motivi estetici e statici dei carichi sulle colonne sovrapposte non in esse, il peso morto di murature in c.a. di 20 cm di spessore gravanti sulle strutture, hanno inciso, sul peso delle stesse per circa 4 kg/mc: il risultato raggiunto, alla luce dei vincoli e delle limitazioni sopra illustrati, sembra pertanto valido.”

Fabrizio De Miranda, Un nuovo palazzo a Torino. La sede della RAI in via Cernaia. G&P, Torino, 1968.

3. AZIONE DEL VENTO

Il vento, generalmente considerato orizzontale, può causare effetti dinamici che hanno un effetto estremamente rilevante nelle strutture di grande altezza. In questo lavoro vengono prese in considerazione solo quelle azioni che generano un importante effetto torsionale, per questo motivo non viene incluso nell'analisi il peso proprio strutturale.

Per analizzare l'azione del vento possono essere utilizzati metodi molto sofisticati come la galleria del vento, ma in una fase preliminare si sceglie di utilizzare metodi semplificati.

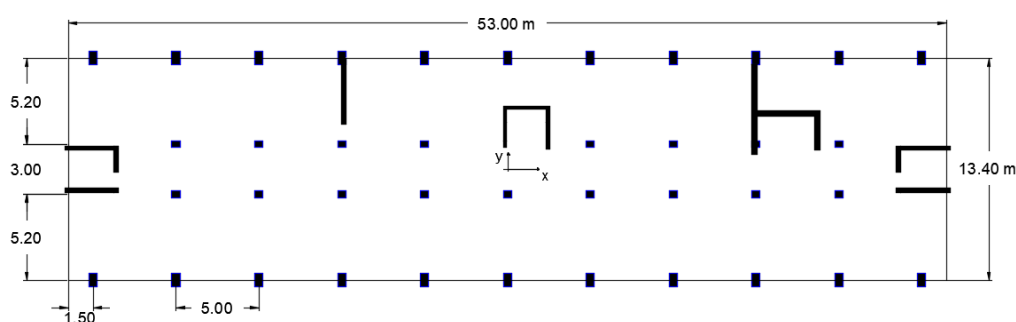


Figura 3.1. Pianta piano tipo

Vista la geometria della struttura in esame, la si considera come un parallelepipedo di larghezza b , profondità d e altezza h .

Dati	
h [m]	72.1
d [m]	13.5
b [m]	53.0
h/d	5.3
h/b	1.4

Tabella 3.1. Dati edificio

Per stimare l'azione del vento applicata al Grattacielo Rai si sono seguite le disposizioni al par.3.3 N.T.C. 2018. I parametri legati alla zona di ubicazione dell'opera e alla tipologia di terreno sono i seguenti:

Parametri geomorfologici	
Zona (Piemonte)	1
Classe di rugosità	A
Distanza dalla costa	> 30 km
Categoria di esposizione	V

Tabella 3.2

Azione del vento		
$v_{b,0}$	25	m/s
ρ	1.25	kg/m ³
k_a	0.010	1/s
a_0	1000	m
k_R	0.23	
z_0	0.7	m
z_{min}	12	m
c_t	1	
T_R	50	anni

Tabella 3.3

La pressione del vento p è data dall'espressione seguente (par. 3.3 NTC 2018):

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (3.1)$$

Dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento (3.2);
- c_e è il coefficiente di esposizione (3.3);
- c_p è il coefficiente di pressione (3.4);
- c_d è il coefficiente dinamico posto pari ad 1.

$$q_r = \frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2 \quad (3.2)$$

dove: $\rho = 1.25 \frac{kg}{m^3}$; $v_r = v_b \cdot c_r$; $v_b = v_{b,0} \cdot c_a$

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min} \quad (3.3)$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min} \quad (3.4)$$

$$h/d > 1: c_{pe} = 0.8 \quad \text{per facce sopravento} \quad (3.5)$$

$$1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0.5 - 0.05 \cdot (h/d - 1) \quad \text{per facce sottovento} \quad (3.6)$$

Si deve definire, secondo la normativa, una parte di azione del vento tangente la struttura. In particolare per unità di superficie si ottiene:

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f \quad (3.7)$$

dove q_r definito dalla (3.2), c_e dalle (3.3-4) e c_f pari a 0.03 in quanto la superficie esterna del grattacielo presenta numerose costolature.

3.1 Caso 1: vento in direzione y

Applicando le relazioni introdotte nel paragrafo precedente, si può procedere al calcolo della pressione del vento agente sul grattacielo RAI. Per prima cosa si procede analizzando le azioni agenti lungo l'asse y, cioè il carico vento che incontra la parete più larga dell'edificio.

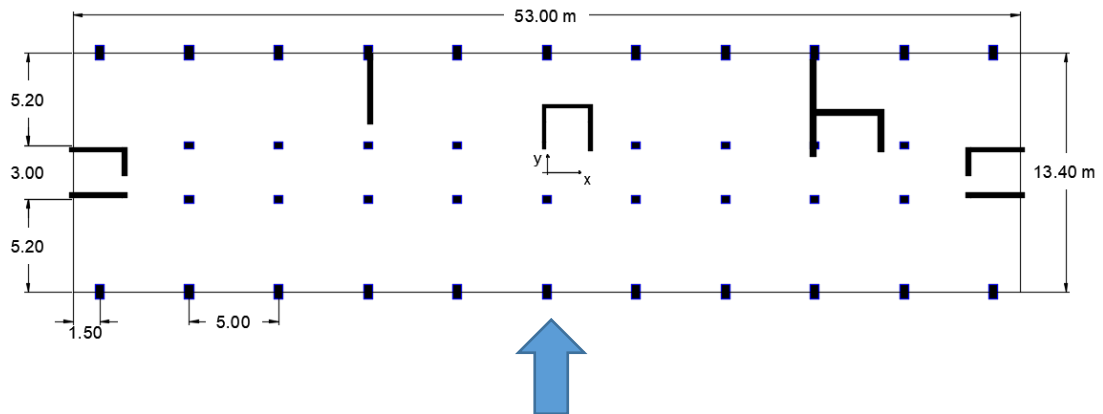


Figura 3.2. Vento direzione y

Azione del vento CASO 1		
V_b	25	m/s
C_r	1	
V_r	25	m/s
q_r	441.1	N/m ²
C_{pe}	0.8	SOPRAVENTO
C_{pe}	-0.7	SOTTOVENTO

Tabella 3.4

PIANO	$c_e(z)$	$p(z)$ [N/m ²]	F(z) longitudinale [kN]	F(z) tangenziale [kN]	F(z) totale [kN]
1	1.48	48.2	13.9	1.3	15.2
2	1.48	48.2	9.6	0.9	10.5
3	1.52	49.4	9.2	0.8	10.0
4	1.69	54.9	10.2	0.9	11.1
5	1.83	59.4	11.0	1.0	12.0
6	1.95	63.3	11.7	1.1	12.8
7	2.05	66.7	12.4	1.1	13.5
8	2.14	69.8	12.9	1.2	14.1

PIANO	$c_e(z)$	$p(z)$ [N/m²]	F(z) longitudinale [kN]	F(z) tangenziale [kN]	F(z) totale [kN]
9	2.23	72.6	13.5	1.2	14.7
10	2.31	75.1	13.9	1.3	15.2
11	2.38	77.4	14.4	1.3	15.7
12	2.44	79.6	14.8	1.4	16.1
13	2.51	81.6	15.1	1.4	16.5
14	2.56	83.5	15.5	1.4	16.9
15	2.62	85.3	15.8	1.5	17.3
16	2.67	86.9	16.1	1.5	17.6
17	2.73	88.8	18.8	1.7	20.5
18	2.78	90.5	19.2	1.8	20.9
19	2.85	92.9	29.5	2.7	16.1

Tabella 3.5

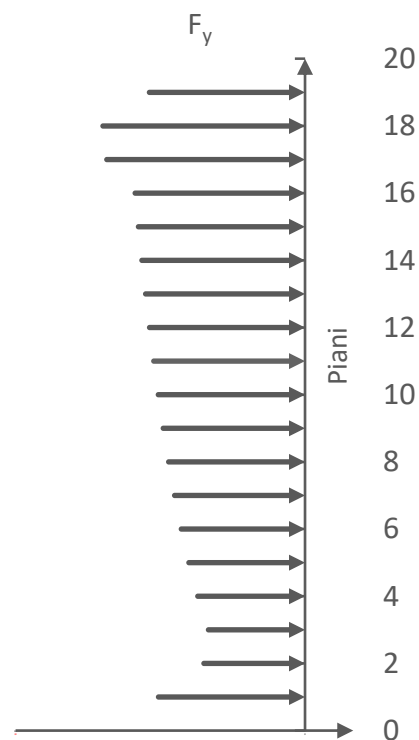


Figura 3.3. Carico del vento riferito al centro geometrico dei piani

3.2 Caso 2: vento in direzione x

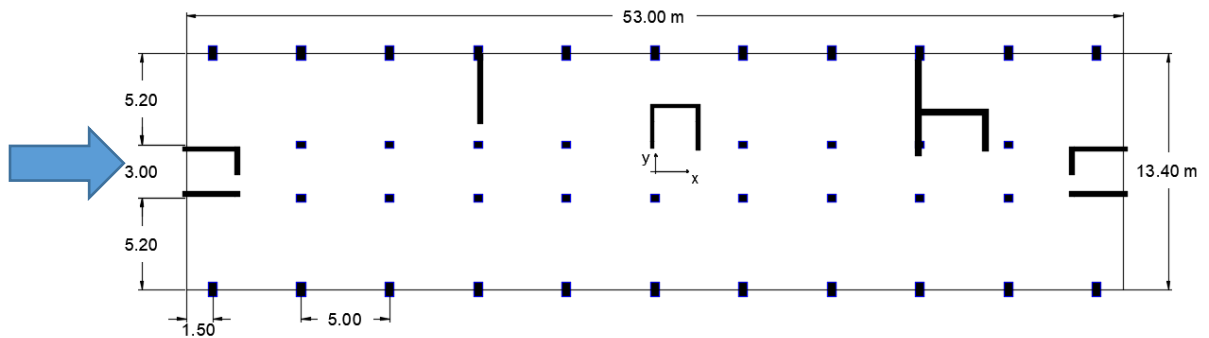


Figura 3.4. Vento direzione x

Azione del vento CASO 2		
V_b	25	m/s
C_r	1	
V_r	25	m/s
q_r	441.1	N/m ²
C_{pe}	0.8	SOPRAVENTO
C_{pe}	-0.52	SOTTOVENTO

Tabella 3.6

PIANO	c_e(z)	p(z) [N/m²]	F(z) longitudinale [kN]	F(z) tangenziale [kN]	F(z) totale [kN]
1	1.48	163.0	12.0	5.0	17.0
2	1.48	163.0	8.3	3.5	11.7
3	1.52	167.3	7.9	3.3	11.2
4	1.69	185.8	8.8	3.7	12.4
5	1.83	201.1	9.5	4.0	13.5
6	1.95	214.3	10.1	4.2	14.4
7	2.05	225.9	10.7	4.5	15.1
8	2.14	236.2	11.2	4.7	15.8
9	2.23	245.6	11.6	4.8	16.4
10	2.31	254.1	12.0	5.0	17.0
11	2.38	262.0	12.4	5.2	17.5
12	2.44	269.3	12.7	5.3	18.0

PIANO	$c_e(z)$	$p(z)$ [N/m²]	F(z) longitudinale [kN]	F(z) tangenziale [kN]	F(z) totale [kN]
13	2.51	276.2	13.0	5.4	18.5
14	2.56	282.6	13.4	5.6	18.9
15	2.62	288.6	13.6	5.7	19.3
16	2.67	294.3	13.9	5.8	19.7
17	2.73	300.5	16.2	6.8	23.0
18	2.78	306.3	16.5	6.9	23.4
19	2.85	314.5	25.5	10.6	18.1

Tabella 3.7

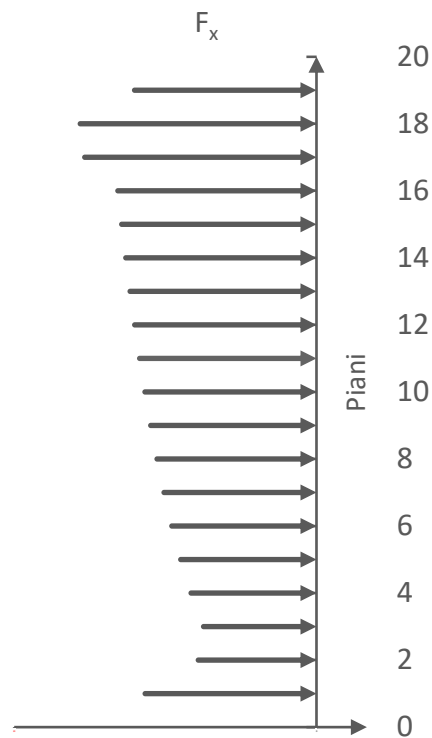


Figura 3.5. Carico del vento riferito al centro geometrico dei piani

4. METODOLOGIA DI CALCOLO

4.1 Algoritmo generale

Il problema della distribuzione dei carichi laterali tra elementi irrigidenti di una struttura civile tridimensionale è stato analizzato sotto vari aspetti negli ultimi anni.

Gli elementi irrigidenti sono supposti assialmente indeformabili ed interconnessi mediante solai infinitamente rigidi nel proprio piano. Si hanno quindi 3 gradi di libertà per piano.

Viene presentata una formulazione generale nella quale le forze interne trasmesse agli elementi resistenti si ottengono premoltiplicando il vettore delle forze esterne per una matrice di ripartizione.

La struttura viene considerata come costituita da N_{TOT} piani.

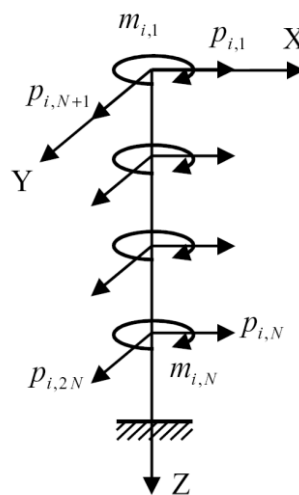


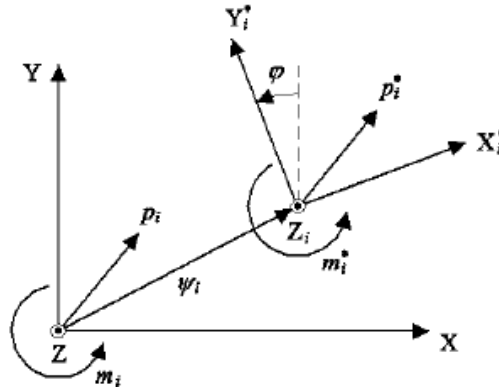
Figura 4.1. Carichi interni F_i (trasmessi all' i -esimo controvento) nel sistema di riferimento globale.

Il vettore F_i sarà definito come:

$$\{F_i\} = \begin{Bmatrix} p_i \\ m_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_{x,i} \\ p_{y,i} \\ m_i \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

Dove p_i e m_i indicano rispettivamente le forze taglienti e i momenti torcenti ad ogni piano.

Le forze interne vengono numerate nell' i -esimo elemento irrigidente ordinatamente dal piano più alto a quello più basso. Esse possono essere collegate alle forze nel sistema di riferimento locale tramite le seguenti relazioni:



$$p_i^* = N_i \cdot p_i, \quad (4.2,a)$$

$$m_i^* = m_i - \psi_i \wedge p_i \times u_z. \quad (4.2,b)$$

- N_i rappresenta la matrice ortogonale di rotazione del sistema di riferimento globale (XY) a quello locale ($X_i^*Y_i^*$):

$$N_i = \begin{bmatrix} \cos \varphi & \sin \varphi \\ -\sin \varphi & \cos \varphi \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

- ψ_i è il vettore di posizione del sistema locale rispetto a quello globale;
- u_z è il versore nella direzione Z.

L'equazione (4.2) può essere rappresentata nella forma matriciale:

$$F_i^* = A_i \cdot F_i \quad (4.4)$$

$$A_i = \begin{bmatrix} [N_i] & [0] \\ [-u_z \wedge \psi_i] & [I] \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

$$[u_z \wedge \psi_i] = [C_i]^T = \begin{bmatrix} \bar{i} & \bar{j} & \bar{k} \\ 0 & 0 & 1 \\ x_i & y_i & 0 \end{bmatrix} = [-y_i \quad x_i]$$

Di conseguenza la matrice A_i diventa:

$$A_i = \begin{bmatrix} [N_i] & [0] \\ [-C_i^T] & [I] \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

Posto δ_i^* il vettore delle componenti di spostamento dell' i -esimo elemento nel sistema di riferimento locale $X_i^* Y_i^*$:

$$\{\delta_i\}^* = \begin{Bmatrix} \xi_i^* \\ \eta_i^* \\ \mathcal{G}_i^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_i \xi_i \\ N_i \eta_i \\ \mathcal{G}_i \end{Bmatrix} \quad (4.7)$$

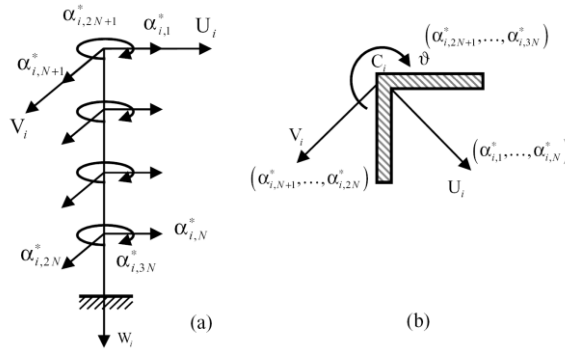


Figura 4.2 Gradi di libertà dell' i -esimo piano nel sistema di riferimento locale

$$\{\delta_i\}^* = [B_i] \{\delta_i\} = \begin{bmatrix} [N_i] & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \{\delta_i\} \quad (4.8)$$

Nota che:

$$\{F_i^*\} = [K_i^*] \{\delta_i^*\} \quad (4.9)$$

$$\{F_i^*\} = [A_i] \{F_i\} \quad (4.10)$$

E unendo l'equazione (4.8) e (4.10) si ottiene:

$$[A_i] \{F_i\} = [K_i^*] [B_i] \{\delta_i\} \quad (4.11)$$

Premoltiplicando i termini per $[A_i]^{-1}$ si ottiene:

$$\{F_i\} = \underbrace{[A_i]^{-1} [K_i^*] [B_i]}_{[K_i]} \{\delta_i\} \Rightarrow \{F_i\} = [K_i] \{\delta_i\} \quad (4.12)$$

Per passare dal sistema di riferimento globale dell'elemento i-esimo al sistema di riferimento globale di tutta la struttura si utilizza la matrice di trasformazione $[T_i]$, essa tiene conto del centro di taglio di ogni elemento rispetto al sistema di riferimento globale della struttura:

$$[T_i] = \begin{bmatrix} I & C_i \\ 0 & I \end{bmatrix} \quad (4.13)$$

$$\{\delta_i\} = [T_i] \{\delta\} \quad (4.14)$$

$$\{F_i\} = \underbrace{[K_i] [T_i]}_{[K_i]} \{\delta\} = [\overline{K}_i] \{\delta\} \quad (4.15)$$

Dove $\{\delta\}$ è lo spostamento rigido di piano e $[\overline{K}_i]$ è la matrice di rigidezza che tiene conto dei piani.

Per l'equilibrio globale:

$$\sum_{i=1}^{N_{TOT}} \{F_i\} = \{F\} = \underbrace{\sum_{i=1}^{N_{TOT}} [\overline{K}_i]}_{[\overline{K}]} \{\delta\} = [\overline{K}] \{\delta\} \quad (4.16)$$

Dove $[\overline{K}]$ è la matrice di rigidezza globale del sistema.

Invertendo le equazioni (4.15) e (4.16) per esplicitare il vettore degli spostamenti δ si ottiene:

$$\{\delta\} = [\overline{K}]^{-1} \{F\} = [\overline{K}_i]^{-1} \{F_i\} \quad (4.17)$$

$$\text{Allora: } \{F_i\} = \left[\overline{K}_i \right] \left[\overline{K} \right]^{-1} \{F\} \quad (4.18)$$

Il prodotto $\left[\overline{K}_i \right] \left[\overline{K} \right]^{-1}$ rappresenta la matrice di ripartizione. Questa formula è formalmente analoga a quella che si ottiene per la ripartizione di una forza tra diversi elementi resistenti in parallelo. La somma delle matrici di ripartizione è uguale alla matrice unitaria.

4.2 Teoria di Vlasov

La teoria di Vlasov prende in esame delle strutture costituite da nuclei aperti a parete sottile e ne studia gli aspetti torsionali. Una sollecitazione di torsione applicata ad un nucleo aperto genera un ingobbamento della sezione che sarebbe impedito se i piani fossero infinitamente rigidi. Nella realtà l'ingobbamento è totalmente impedito solo nell'incastro a terra, mentre lo è parzialmente in corrispondenza degli impalcati.

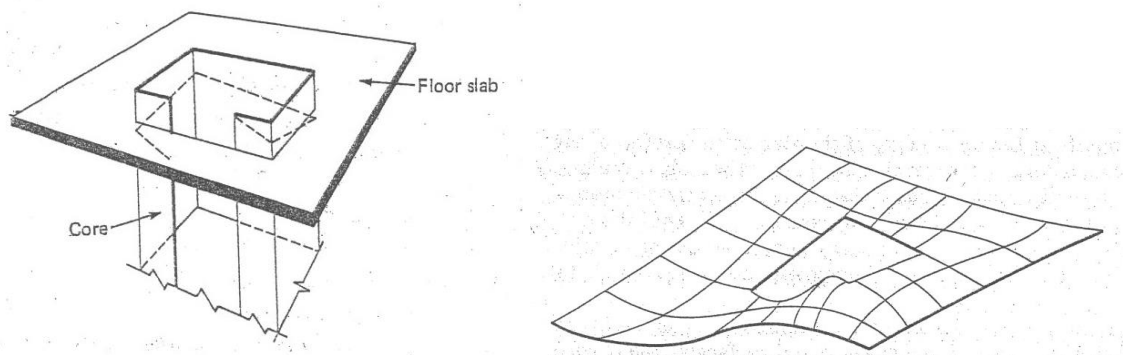


Figura 4.3 Ingobbamento dell'anima centrale della struttura e della lastra di piano.

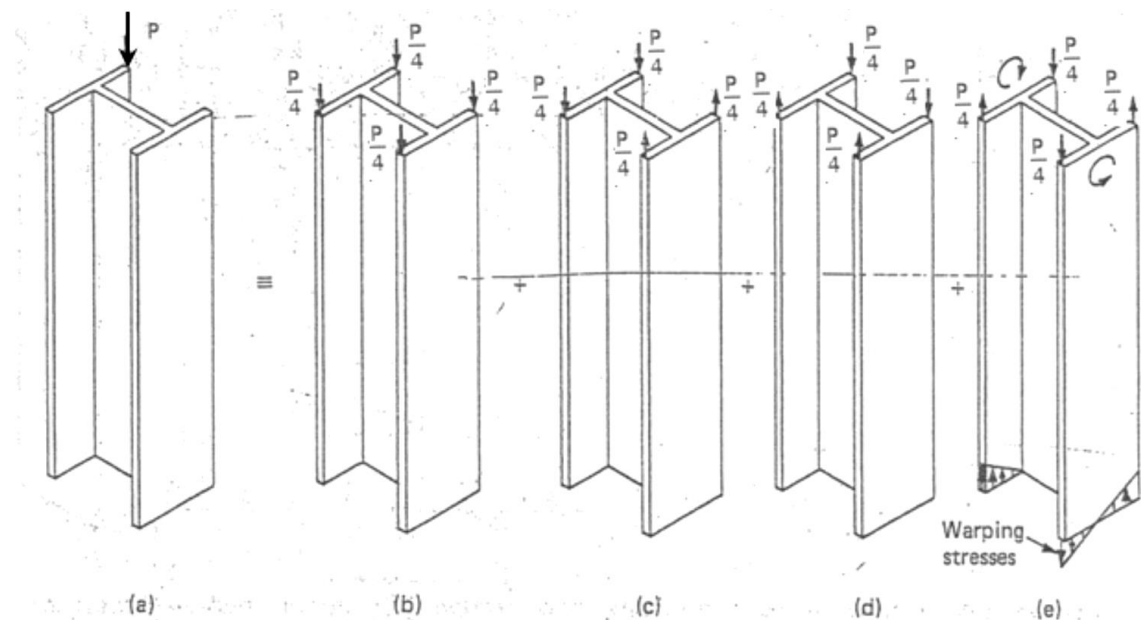


Figura 4.4. Colonna IPE a mensola.

- a) Carico verticale ai bordi; b) Carico assiale simmetrico; c) Flessione attorno all'asse x; d) Flessione attorno all'asse y; e) Bimomento autoequilibrante.

Introducendo l'ipotesi di indeformabilità trasversale si può scrivere che:

$$u = \xi(z) - \vartheta(z)y, \quad (4.19)$$

$$v = \eta(z) - \vartheta(z)x. \quad (4.20)$$

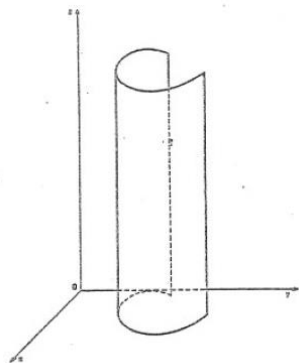


Figura 4.5.

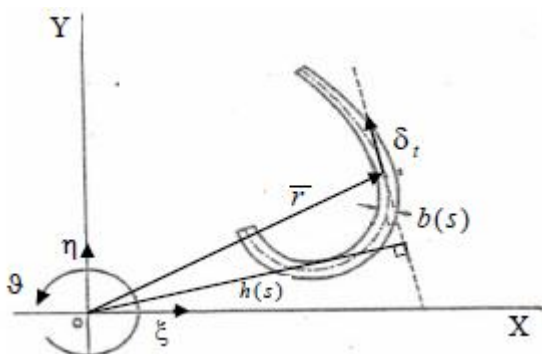


Figura 4.6.

Vlasov (1961) "Thin-walled Elastic Beams"

Siano u, v gli spostamenti lungo X e Y ; ξ ed η gli spostamenti dell'origine secondo gli assi X e Y , ϑ invece è la rotazione attorno all'asse Z .

Sia δ_t la componente dello spostamento secondo la tangente all'asse curvilineo s della sezione:

$$\delta_t = \bar{\delta} \times \bar{u}_t = u \frac{dx}{ds} + v \frac{dy}{ds} \quad (4.21)$$

Tenuto conto delle equazioni (4.19) e (4.20) si ottiene:

$$\delta_t = \xi \frac{dx}{ds} + \eta \frac{dy}{ds} - \vartheta y \frac{dx}{ds} + \vartheta x \frac{dy}{ds} \quad (4.22)$$

$$x \frac{dy}{ds} - y \frac{dx}{ds} = h(s) \quad (4.23)$$

$$\delta_t = \xi \frac{dx}{ds} + \eta \frac{dy}{ds} + \vartheta h(s) \quad (4.24)$$

$h(s)$ è la distanza orientata tra la tangente alla linea media e il polo O , origine degli assi di riferimento.

La componente di scorrimento angolare tra le fibre generatrici e direttrici γ_{zs} , può essere posto nella forma:

$$\gamma_{zs} = \frac{\partial w}{\partial s} + \frac{\partial \delta'_i}{\partial z} \quad (4.25)$$

Derivando una volta la (24) si ottiene:

$$\delta'_i = \xi' \frac{dx}{ds} + \eta' \frac{dy}{ds} + \vartheta' h(s) \quad (4.26)$$

Sostituendo nella 1.25:

$$\gamma_{zs} = \frac{\partial w}{\partial s} + \xi' \frac{dx}{ds} + \eta' \frac{dy}{ds} + \vartheta' h(s) \quad (4.27)$$

Per ipotesi lo scorrimento lungo la linea media deve essere nullo, allora:

$$w = \zeta(z) - \xi' x - \eta' y - \vartheta' \omega \quad (4.28)$$

$\zeta(z)$ è uno spostamento assiale uniforme della sezione e ω è definita per integrazione di:

$$d\omega = h(s) ds \quad (4.29)$$

$$\omega(s) = \int_0^s h(s) ds \quad (4.30)$$

La funzione ingobbamento $d\omega$ rappresenta il doppio dell'area spazzata dal raggio vettore, cioè l'area del triangolo infinitesimo che ha per base il tratto ds e per altezza la distanza orientata $h(s)$.

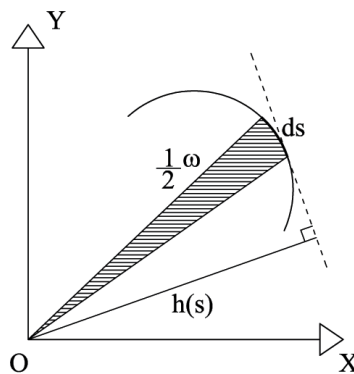


Figura 4.7. Thin-walled Elastic Beams. Vlasov (1961)

Le incognite fondamentali del problema risultano essere tutte funzioni di z :

$$\begin{cases} \zeta = \zeta(z) \\ \xi = \xi(z) \\ \eta = \eta(z) \\ \vartheta = \vartheta(z) \end{cases} \quad (4.31)$$

Le dilatazioni longitudinali sono ricavate derivando l'equazione (4.28):

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = \zeta' - \xi''x - \eta''y - \vartheta''\omega \quad (4.32)$$

Conseguentemente le tensioni longitudinali seguiranno la forma:

$$\sigma_z = E(\zeta' - \xi''x - \eta''y - \vartheta''\omega) \quad (4.33)$$

Essendo noto lo stato tensionale, è possibile valutare le quattro caratteristiche della sollecitazione:

$$N = \int_A \sigma_z dA = E(A\zeta' - S_y\xi'' - S_x\eta'' - S_\omega\vartheta'') \quad (4.34)$$

$$M_y = \int_A \sigma_z x dA = E(S_y\zeta' - I_{yy}\xi'' - I_{yx}\eta'' - I_{y\omega}\vartheta'') \quad (4.35)$$

$$M_x = \int_A \sigma_z y dA = E(S_x\zeta' - I_{xy}\xi'' - I_{xx}\eta'' - I_{x\omega}\vartheta'') \quad (4.36)$$

$$B = \int_A \sigma_z \omega dA = E(S_\omega\zeta' - I_{\omega y}\xi'' - I_{\omega x}\eta'' - I_{\omega\omega}\vartheta'') \quad (4.37)$$

Si inseriscono delle ipotesi semplificative:

- Baricentro ordinario: S_x e S_y nulli;
- Baricentro settoriale: $S_\omega=0$;
- Posizione nel sistema di riferimento principale: $I_{xy}=I_{yx}=0$;
- Origine nel centro di taglio: $I_{x\omega}=I_{\omega x}=I_{y\omega}=I_{\omega y}=0$

Per $N=0$ ottengo:

$$\vartheta'' = -\frac{B}{EI_{\omega\omega}} \quad (4.38)$$

$$\sigma_\omega = \frac{B\omega}{I_{\omega\omega}} \quad (4.39)$$

Le equazioni (4.34,35,36) sono le classiche equazioni già viste di sforzo normale e momento flettente; l'equazione (4.37), invece, mostra una nuova caratteristica interna di "bimomento" che crea sollecitazioni assiali in Z.

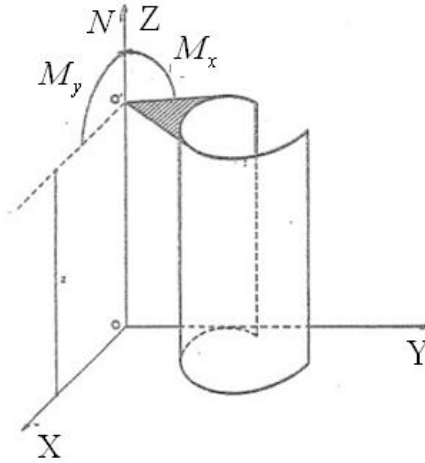


Figura 4.8.

Nelle condizioni più generali di carico sono presenti anche le tensioni tangenziali τ_z , che si pongono costanti lungo lo spessore b della parete.

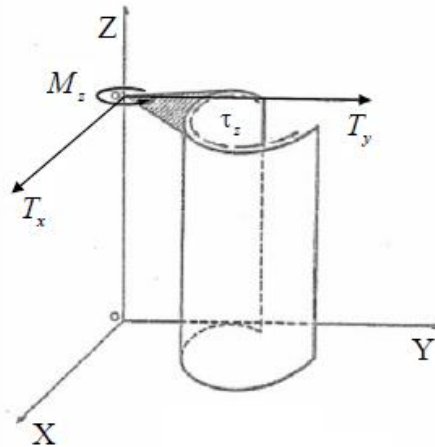


Figura 4.9.

$$T_x = \int_A \tau_z \frac{dx}{ds} dA \quad (4.40)$$

$$T_y = \int_A \tau_z \frac{dy}{ds} dA \quad (4.41)$$

$$M_z^{VL} = \int_A \tau_z h dA \quad (4.42)$$

Si può esprimere $dA = bds$, allora:

$$T_x = \int_C \tau_z \frac{dx}{ds} bds = \int_C \tau_z b \frac{dx}{ds} ds = - \int_C \frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} x ds \quad (4.43)$$

$$T_y = \int_C \tau_z \frac{dy}{ds} bds = - \int_C \frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} y ds \quad (4.44)$$

$$M_z^{VL} = \int_C \tau_z h(s) bds = - \int_C \frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} \omega ds \quad (4.45)$$

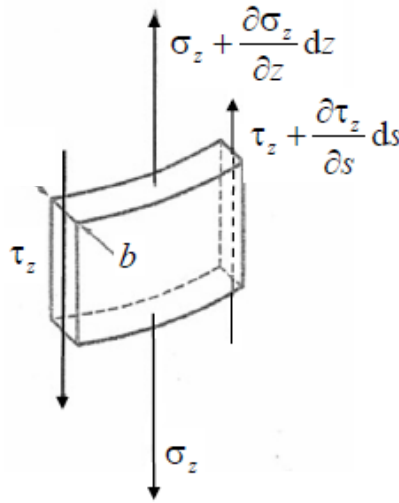


Figura 4.10

Per l'equilibrio mostrato in Figura 12 si ottiene:

$$\frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} ds dz + \frac{\partial(\sigma_z b)}{\partial z} ds dz = 0 \quad (4.46)$$

$$\frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} = - \frac{\partial(\sigma_z b)}{\partial z}$$

$$T_x = - \int_C \frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} x ds = \int_C \frac{\partial(\sigma_z b)}{\partial z} x ds = \frac{d}{dz} \int_A \sigma_z x dA \quad (4.47)$$

$$T_x = \frac{dM_y}{dz} = E(S_y \zeta'' - I_{yy} \xi''' - I_{yx} \eta''' - I_{y\omega} \vartheta''')$$

$$T_y = - \int_C \frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} y ds = \int_C \frac{\partial(\sigma_z b)}{\partial z} y ds = \frac{d}{dz} \int_A \sigma_z y dA \quad (4.48)$$

$$T_y = \frac{dM_x}{dz} = E(S_x \zeta'' - I_{xy} \xi''' - I_{xx} \eta''' - I_{x\omega} \vartheta''')$$

$$M_z^{VL} = - \int_C \frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} \omega ds = \int_C \frac{\partial(\sigma_z b)}{\partial z} \omega ds = \frac{d}{dz} \int_A \sigma_z \omega dA, \quad (4.49, a)$$

$$M_z^{VL} = \frac{dB}{dz} = E(S_\omega \zeta'' - I_{\omega y} \xi''' - I_{\omega x} \eta''' - I_{\omega\omega} \vartheta'''). \quad (4.49, b)$$

Seguendo lo stesso procedimento di diagonalizzazione eseguito in precedenza per ricavare l'equazione (4.38), si ottiene:

$$\vartheta'' = -\frac{M_z^{VL}}{EI_{\omega\omega}} \quad (4.50)$$

Procedendo con un'ulteriore derivazione delle equazioni (47,48,49) si ha:

$$p_x = -\frac{dT_x}{dz} = E(-S_y \zeta''' + I_{yy} \xi'''' + I_{yx} \eta'''' + I_{y\omega} \vartheta''''') \quad (4.51)$$

$$p_y = -\frac{dT_y}{dz} = E(-S_x \zeta''' + I_{xy} \xi'''' + I_{xx} \eta'''' + I_{x\omega} \vartheta''''') \quad (4.52)$$

$$m_z = -\frac{dM_z^{VL}}{dz} = E(-S_\omega \zeta'''' + I_{\omega y} \xi'''' + I_{\omega x} \eta'''' + I_{\omega\omega} \vartheta''''') \quad (4.53)$$

Diagonalizzando si ottiene:

$$\vartheta'''' = -\frac{m_z}{EI_{\omega\omega}} \quad (4.54)$$

Volendo effettuare un confronto tra le equazioni della torsione con le equazioni della linea elastica:

$$\begin{aligned} \vartheta' &= \frac{M_z^{SV}}{GI_t} & v' &= -\varphi \\ \vartheta'' &= -\frac{B}{EI_{\omega\omega}} & v'' &= -\frac{M}{EI} \\ \vartheta''' &= -\frac{M_z^{VL}}{EI_{\omega\omega}} & v''' &= -\frac{T}{EI} \\ \vartheta'''' &= -\frac{m_z}{EI_{\omega\omega}} & v'''' &= \frac{q}{EI} \end{aligned} \quad (4.55)$$

In ogni sezione della trave il momento torcente è somma di due contributi:

$$M_z = M_z^{VL} + M_z^{SV} \quad (4.56)$$

$$M_z^{VL} = -EI_{\omega\omega} \vartheta'''' \quad (4.57, a)$$

$$M_z^{SV} = GI_t \vartheta'. \quad (4.57, b)$$

L'equazione indefinita di equilibrio relativa alla torsione rimane:

$$\frac{dM_z}{dz} = -m_z(z) \quad (4.58)$$

Sostituendo nelle precedenti equazioni si ottiene l'equazione della torsioni per le travi a parete sottile (Timoshenko (1936) "Theory of Elasticity Stability"):

$$EI_{\omega\omega} \vartheta''' - GI_t \vartheta' = m_z(z) \quad (4.59)$$

4.3 Metodo di Capurso

Si consideri una trave a mensola caricata da carichi distribuiti: p_x , p_y , m_z .

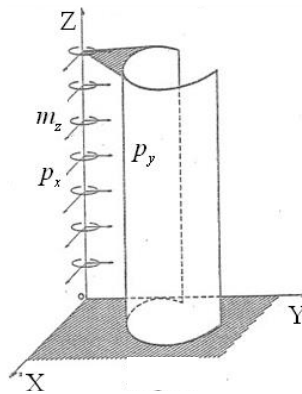


Figura 4.11

Non sono presenti carichi lungo z , quindi lo sforzo normale N deve essere nullo. Tenendo conto dell'equazione 4.34 si ottiene:

$$N = E(A\zeta' - S_y \xi'' - S_x \eta'' - S_\omega \vartheta'') = 0 \quad (4.60)$$

Si pone:

$$\frac{S_y}{A} = x_G, \quad (4.61- a)$$

$$\frac{S_x}{A} = y_G, \quad (4.61- b)$$

$$\frac{S_\omega}{A} = \omega_0. \quad (4.61- c)$$

Allora si ottiene:

$$\zeta' = x_G \xi'' - y_G \eta'' - \omega_0 \vartheta'' \quad (4.62)$$

E sostituendo l'equazione (4.62) nelle equazioni (4.35,36,37) si ha:

$$M_y = -E(J_{yy} \xi'' + J_{yx} \eta'' + J_{y\omega} \vartheta'') \quad (4.63)$$

$$M_x = -E(J_{xy} \xi'' + J_{xx} \eta'' + J_{x\omega} \vartheta'') \quad (4.64)$$

$$B = -E(J_{\omega y} \xi'' + J_{\omega x} \eta'' + J_{\omega\omega} \vartheta'') \quad (4.65)$$

Nelle quali si è applicata la legge di trasformazione di Huygens-Steiner, trovando i momenti del secondo ordine della sezione valutati rispetto a X'Y', paralleli a XY e passanti per il baricentro G della sezione di Figura 4.12.

$$J_{yy} = I_{yy} - Ax_G^2, \quad (4.66, a)$$

$$J_{xx} = I_{xx} - Ay_G^2, \quad (4.66, b)$$

$$J_{yx} = I_{yx} - Ax_G y_G. \quad (4.66, c)$$

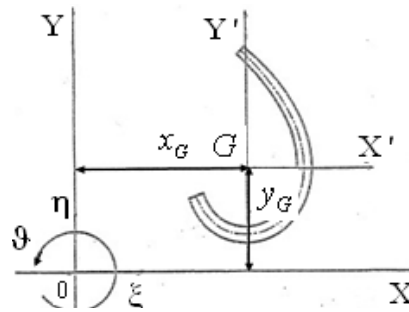


Figura 4.12

Per completare la scrittura delle equazioni (4.63,64,65) ci si è serviti di altre uguaglianze fra caratteristiche settoriali della sezione:

$$J_{\omega\omega} = I_{\omega\omega} - A\omega_0^2, \quad (4.66, d)$$

$$J_{x\omega} = I_{x\omega} - Ay_G \omega_0, \quad (4.66, e)$$

$$J_{y\omega} = I_{y\omega} - Ax_G \omega_0. \quad (4.66, f)$$

Le quali indicano la variazione di origine della coordinata s sulla sezione, per cui il momento statico settoriale corrispondente sia nullo. Così facendo $J_{\omega\omega}$, $J_{\omega x}$, $J_{\omega y}$ sono le caratteristiche settoriali principali.

Proseguendo con le caratteristiche di sollecitazione, come fatto nel precedente paragrafo, si sostituisce la relazione (4.62) nelle equazioni (4.47,48,49).

$$T_x = \frac{dM_y}{dz} = -E(J_{yy}\xi''' + J_{yx}\eta''' + J_{y\omega}\vartheta''') \quad (4.67)$$

$$T_y = \frac{dM_x}{dz} = -E(J_{xy}\xi''' + J_{xx}\eta''' + J_{x\omega}\vartheta''') \quad (4.68)$$

$$M_z^{VL} = \frac{dB}{dz} = -E(J_{\omega y}\xi''' + J_{\omega x}\eta''' + J_{\omega\omega}\vartheta''') \quad (4.69)$$

Allo stesso modo nelle equazioni (4.51,52,53)

$$p_x = -\frac{dT_x}{dz} = E(J_{yy}\xi'''' + J_{yx}\eta'''' + J_{y\omega}\vartheta''''') \quad (4.70)$$

$$p_y = -\frac{dT_y}{dz} = E(J_{xy}\xi'''' + J_{xx}\eta'''' + J_{x\omega}\vartheta''''') \quad (4.71)$$

$$m_z = -\frac{dM_z^{VL}}{dz} = E(J_{\omega y}\xi'''' + J_{\omega x}\eta'''' + J_{\omega\omega}\vartheta''''') \quad (4.72)$$

Si introducono adesso i vettori:

$$\{\mathcal{D}\} = \begin{Bmatrix} \xi \\ \eta \\ \vartheta \end{Bmatrix}, \{M\} = \begin{Bmatrix} M_y \\ M_x \\ B \end{Bmatrix}, \{T\} = \begin{Bmatrix} T_x \\ T_y \\ M_z^{VL} \end{Bmatrix}, \{F\} = \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \\ m_z \end{Bmatrix}. \quad (4.73)$$

E la matrice delle inerzie della sezione:

$$[J] = \begin{bmatrix} J_{yy} & J_{yx} & J_{y\omega} \\ J_{xy} & J_{xx} & J_{x\omega} \\ J_{\omega y} & J_{\omega x} & J_{\omega\omega} \end{bmatrix} \quad (4.74)$$

Si può scrivere in forma compatta:

$$\{M\} = -E[J]\{\delta'\} \quad (4.75)$$

$$\{T\} = -E[J]\{\delta''\} \quad (4.76)$$

$$\{F\} = E[J]\{\delta'''\} \quad (4.77)$$

Inoltre, essendo la matrice (4.74) simmetrica e definita positiva:

$$\{\delta'''\} = \frac{1}{E}[J]^{-1}\{F\} \quad (4.78)$$

Ponendo i vincoli alla sezione, ed in particolare un incastro alla base per $z=0$, estremo libero

in $z=l$, ed integrando la (4.78):

$$\begin{aligned} z=0 & \begin{cases} \{\delta\} = \{0\} \\ \{\delta'\} = \{0\} \end{cases} \\ z=l & \begin{cases} \{\delta''\} = \{0\} \\ \{\delta'''\} = \{0\} \end{cases} \end{aligned} \quad (4.79-a,b,c,d)$$

Per ogni valore di z compreso fra 0 ed l è noto il vettore $\{\delta\}$ e di conseguenza saranno note

le quantità: $\xi = \xi(z)$; $\eta = \eta(z)$; $\vartheta = \vartheta(z)$.

$$\zeta(0) = 0 \quad (4.80)$$

$$\zeta = x_G \xi' + y_G \eta' + \omega_0 \vartheta' \quad (4.81)$$

Riprendendo le equazioni 4.19, 4.20, 4.28, è possibile valutare la tensione normale σ_z tramite

l'equazione 4.33 ed infine per integrazione della (4.46), si può calcolare la tensione

tangenziale τ_z .

$$\frac{\partial(\tau_z b)}{\partial s} + Eb(\zeta'' - \xi''' x - \eta''' y - \vartheta''' \omega) = 0 \quad (4.82)$$

$$\tau_z = -\frac{E}{b}[\zeta^n A(s) - \xi^m S_y(s) - \eta^m S_x(s) - \vartheta^m S_\omega(s)] \quad (4.83)$$

$$A(s) = \int_0^s bds; S_y(s) = \int_0^s bxds; S_x(s) = \int_0^s byds; S_\omega(s) = \int_0^s b\omega ds \quad (4.84)$$

4.3.1 Ripartizione delle azioni orizzontali

Preso in esame un generico sistema di controventamento costituito da n mensole, pensate come delle travi a sezione sottile aperta di uguale altezza.

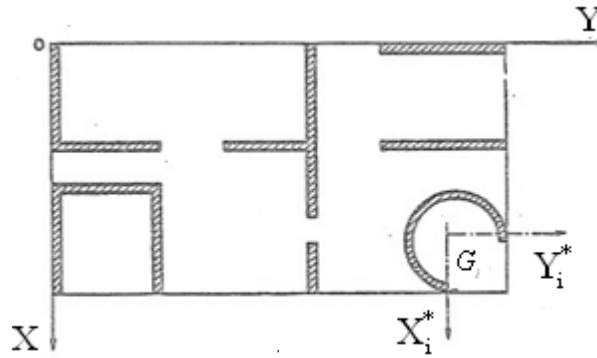


Figura 4.13

Per la generica mensola è possibile scrivere la seguente relazione, tenendo conto della (4.77):

$$\{F_i\} = E[J_i]\{\delta^m\} \quad (4.85)$$

Poiché per l'equivalenza si ha:

$$\{F\} = \sum_{i=1}^{N_{TOT}} \{F_i\} \quad (4.86)$$

$$\{F\} = E \sum_{i=1}^{N_{TOT}} [J_i] \{\delta^m\} \quad (4.87)$$

Il complesso di mensole si comporta come se fosse una avente come matrice dei momenti del secondo ordine:

$$[J] = \sum_{i=1}^{N_{TOT}} [J_i] \quad (4.88)$$

Come detto in precedenza, se detta matrice non è singolare è possibile scrivere:

$$\{\delta^m\} = \frac{1}{E} [J]^{-1} \{F\} \quad (4.89)$$

Le componenti di tensione e spostamento si ottengono in modo analogo al caso precedente. E' noto quindi come la ripartizione delle azioni segua in maniera proporzionale la matrice [J].

$$\{F_i\} = [J_i][J]^{-1} \{F\} \quad (4.90)$$

$$\{T_i\} = [J_i][J]^{-1} \{T\} \quad (4.91)$$

$$\{M_i\} = [J_i][J]^{-1} \{M\} \quad (4.92)$$

Si definisce così la matrice di ripartizione per l'i-esima mensola:

$$\{R_i\} = [J_i][J]^{-1} \quad (4.93)$$

5. MODELLO ANALITICO

Per la creazione del modello analitico della struttura ci si è serviti del codice di calcolo Ta.Bu. (Tall Building Structural system).

Ta.Bu.
Tall Building Structural system
Static and Dynamic Analysis
Version 1.2 - November 2018

Politecnico di Torino
Department of Structural, Geotechnical
and Building Engineering (DISEG)

Authors:
Alberto Carpinteri
Giuseppe Lacidogna
Sandro Cammarano
Giuseppe Nitti

Il codice si serve del software Matlab per il suo funzionamento ed è basato sulla formulazione analitica di Carpinteri. Presenta un'interfaccia molto intuitiva e semplice permettendo lo studio in breve tempo di edifici alti, anche in presenza di setti a sezione sottile.

Questo codice prende in considerazione un edificio composto da N piani, ed ha solo 3 gradi di libertà per ogni piano in termini di ξ , η e θ , cioè gli spostamenti lungo x e y e una rotazione attorno all'asse z . L'altra incognita è il vettore delle forze F_i di ogni piano, una volta applicati i carichi esterni.

Lo studio dell'edificio è stato trattato tramite un modello semplificato del grattacielo in cui i setti hanno spessore e caratteristiche meccaniche costanti lungo tutto lo sviluppo in altezza. Questo è giustificato dal fatto che si cerca una soluzione quanto più istantanea possibile in modo da avere un ordine di grandezza dei risultati. In seguito si può eseguire una analisi più accurata con un modello agli elementi finiti.

Per queste ragioni anche le caratteristiche meccaniche dei materiali sono omogeneizzate rispetto alla resistenza media nei vari piani.

La prima cosa da inserire nel codice sono:

- numero di piani e altezza di interpiano;
- definizione dei solai;
- definizione dei telai;
- definizione dei setti alla Saint Venant o Vlasov;
- definizione dei carichi applicati alla struttura.



Figura 5.1 Comandi codice Ta.Bu.

Si sono definiti i 19 piani della struttura, aventi interpiano costante di 3.5 m ad eccezione dei primi due piani (5.45 m e 3.76 m) e degli ultimi tre piani (4 m, 4 m e 6 m); in seguito è stato assegnato il solaio, tramite dimensioni e peso specifico.

La realizzazione dei telai è molto semplice, serve inserire dimensioni di travi e pilastri, modulo elastico e posizione rispetto al baricentro del piano. Infine si sono definiti i setti, distinguendo tra Saint-Venant e Vlasov. I dati necessari sono: coordinate dei vertici rispetto al sistema di riferimento, modulo elastico e spessore.

Dopo aver inserito i dati nel codice, è possibile visualizzare la struttura: piante, prospetti e assonometrie. I telai vengono rappresentati da linee verdi, i setti sono rappresentati in rosso (Figure 5.2-3).

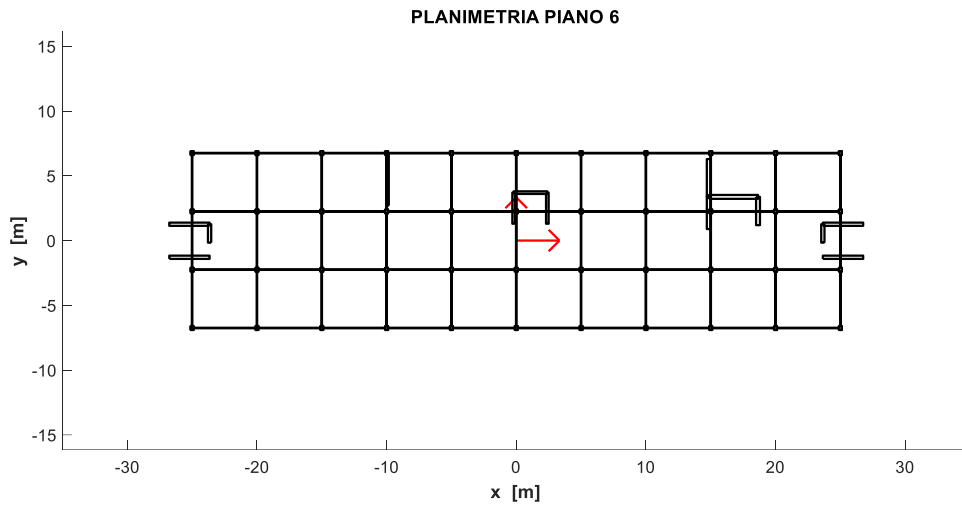


Figura 5.2 Planimetria piano 6.

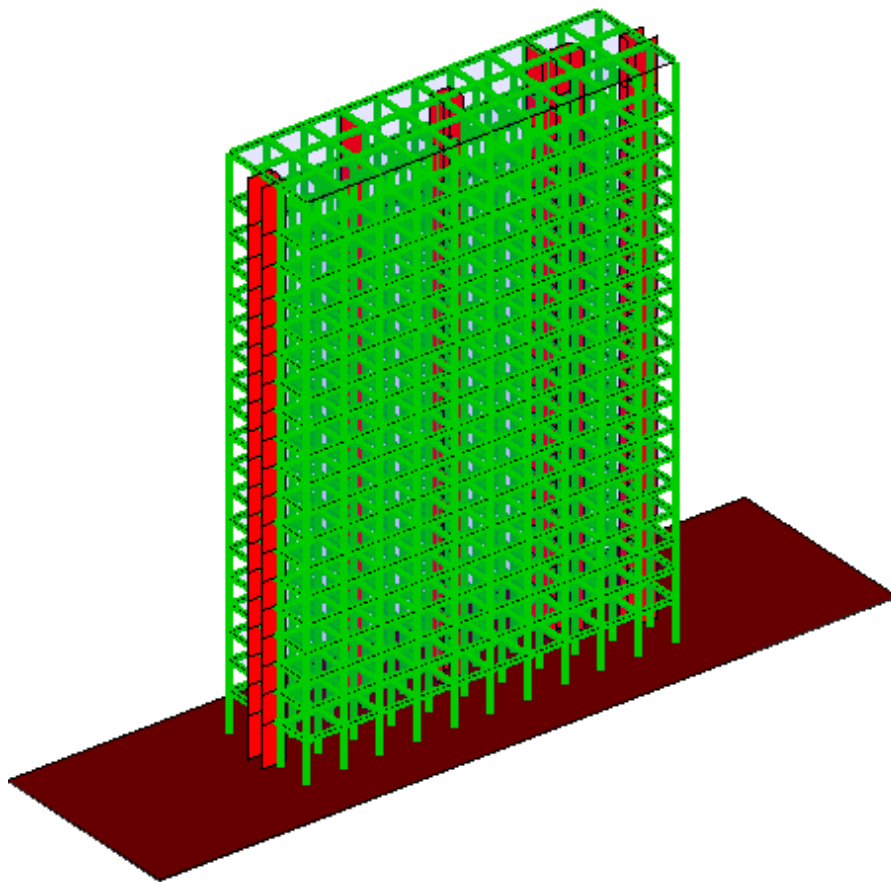


Figura 5.3 Prospetto assonometrico

5.1 Analisi statica e risultati

Una volta definito il modello nel codice si procede all'applicazione dei carichi alla struttura.

In particolare il carico vento in direzione x e y. Le azioni dovute al vento sono state calcolate nel capitolo 3. Il carico in funzione dei piani sarà:

CASO 1	
PIANO	F(z) totale [kN]
1	15.2
2	10.5
3	10.0
4	11.1
5	12.0
6	12.8
7	13.5
8	14.1
9	14.7
10	15.2
11	15.7
12	16.1
13	16.5
14	16.9
15	17.3
16	17.6
17	20.5
18	20.9
19	16.1

CASO 2	
PIANO	F(z) totale [kN]
1	17.0
2	11.7
3	11.2
4	12.4
5	13.5
6	14.4
7	15.1
8	15.8
9	16.4
10	17.0
11	17.5
12	18.0
13	18.5
14	18.9
15	19.3
16	19.7
17	23.0
18	23.4
19	18.1

Questi dati possono essere semplicemente applicati al modello di calcolo tramite vettori di carico e se ne studiano i risultati. Si nota che i tempi di calcolo da parte del codice sono immediati, rendendolo molto utile per avere un'idea di cosa ci si aspetta da una struttura di grande altezza.

5.1.1 Spostamenti

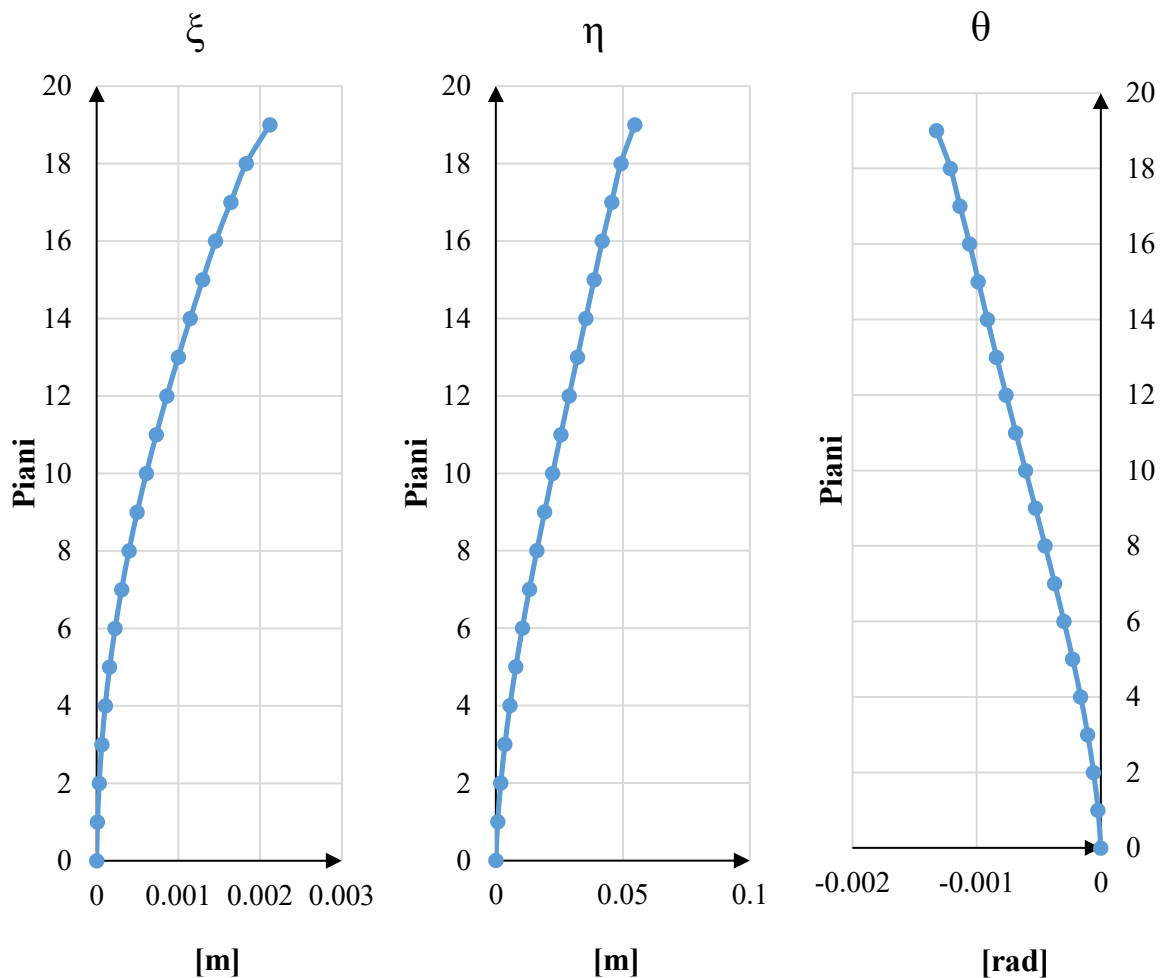


Figura 5.4 Caso 1. Spostamenti causati dal vento in direzione y.

Si nota che lo spostamento massimo in sommità dell'edificio è 2.1 mm in direzione x e 5.5 cm in direzione y (stessa direzione del carico applicato).

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, per le costruzioni in acciaio lo spostamento massimo laterale dovuto ad azioni orizzontali risulta pari a: $H/500$, dove H è l'altezza complessiva dell'edificio. Nel nostro caso specifico il grattacielo raggiunge un'altezza di 72.21 m, ponendo il limite massimo di spostamento laterale a 14.4 cm.

Si nota allora che il limite viene ampiamente rispettato.

Si inseriscono anche i carichi derivanti dal vento in direzione x, in questo caso la struttura dovrebbe reagire in modo più rigido, come si vede dai risultati.

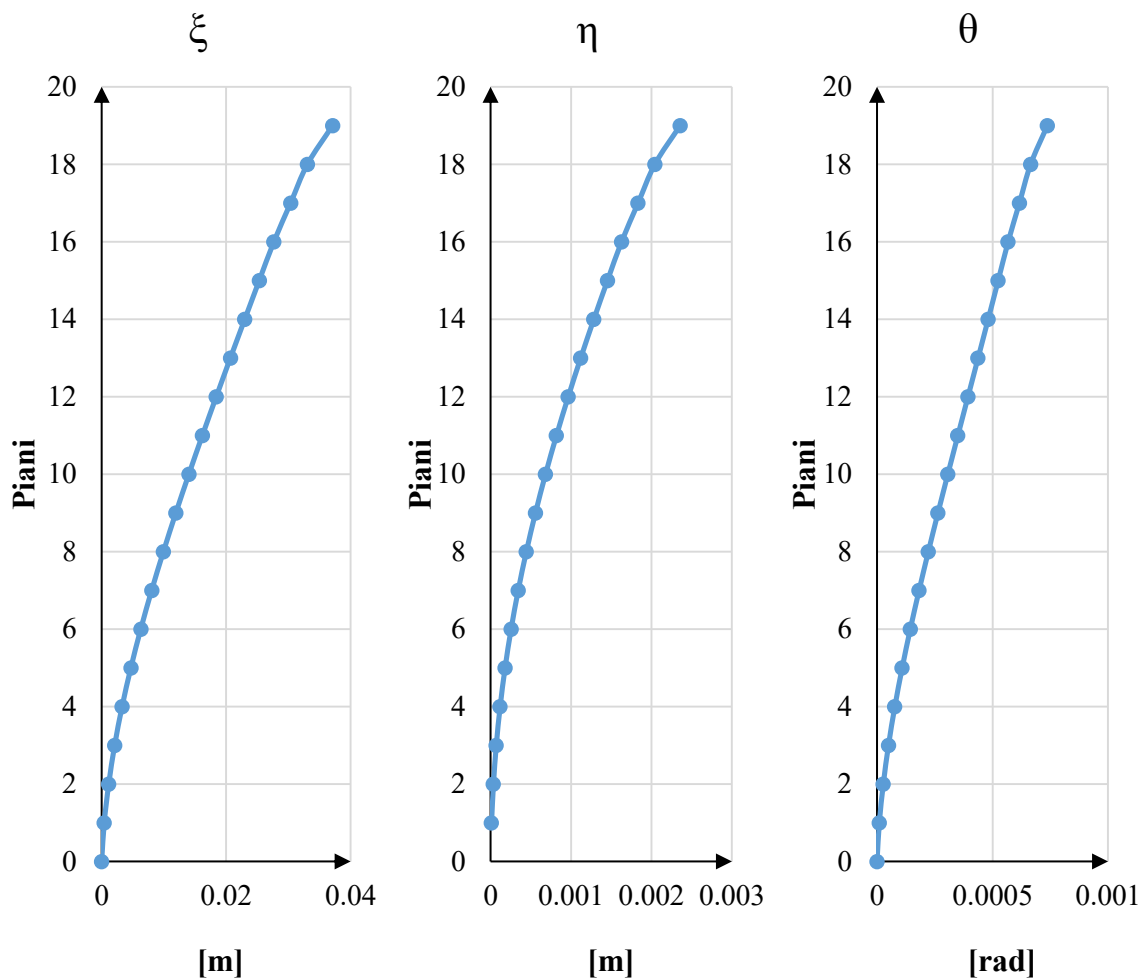


Figura 5.5 Caso 2. Spostamenti causati dal vento in direzione x.

Questa volta gli spostamenti risultano essere 3.7 cm in direzione x (direzione di applicazione dei carichi), e 2.4 mm in direzione y. La struttura, infatti, reagisce in modo più rigido, riducendo gli spostamenti. Anche in questo caso si rientra nei limiti previsti dalla normativa NTC 2018, con spostamenti orizzontali in sommità inferiori a 14.4 cm.

5.1.2 Reazioni interne vento in direzione y

Si pone l'attenzione sui due setti a sezione sottile aperta chiamati "VL1" e "VL2", posizionati come visibile in pianta.

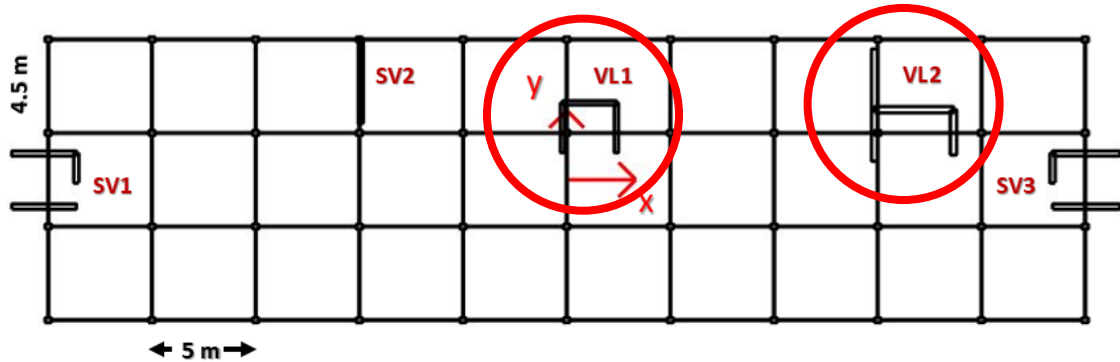


Figura 5.6 Posizione in pianta dei setti a sezione sottile aperta.

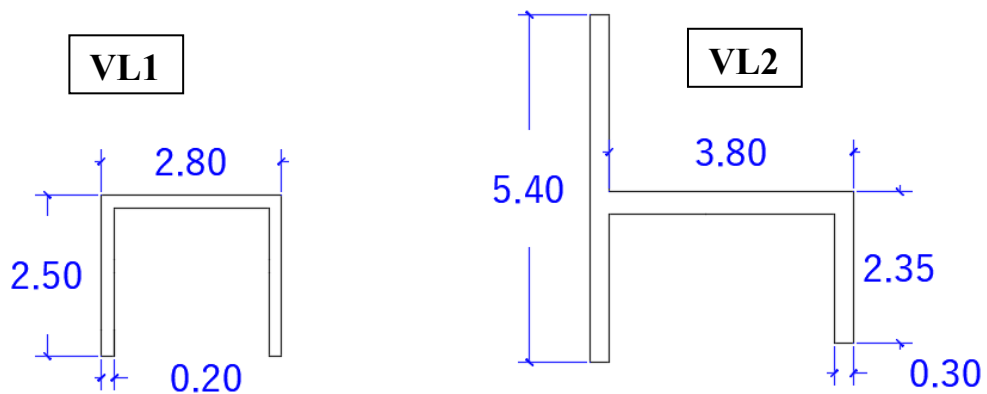


Figura 5.7 Setti a sezione sottile aperta: VL1 a sinistra e VL2 a destra.

Si esegue una prima analisi con la condizione di vento lungo y (Caso 1) per entrambi i setti e se ne analizzano i risultati in termini di Momento flettente in direzione x ed y, Bimomento, Taglio in x e y e infine Momento torsionale primario alla Saint Venant, Momento torsionale secondario alla Vlasov. Questo è possibile una volta nota la rotazione rigida nel piano θ tramite le relazioni descritte in precedenza:

$$g'' = -\frac{B}{EI_{\omega\omega}} \quad (4.38)$$

$$g'' = -\frac{M_z^{VL}}{EI_{\omega\omega}} \quad (4.50)$$

$$g' = \frac{M_z^{SV}}{GI_t} \quad (4.55)$$

Le prime sei figure seguenti sono riferite al setto VL1, invece le successive sei sono relative al setto VL2.

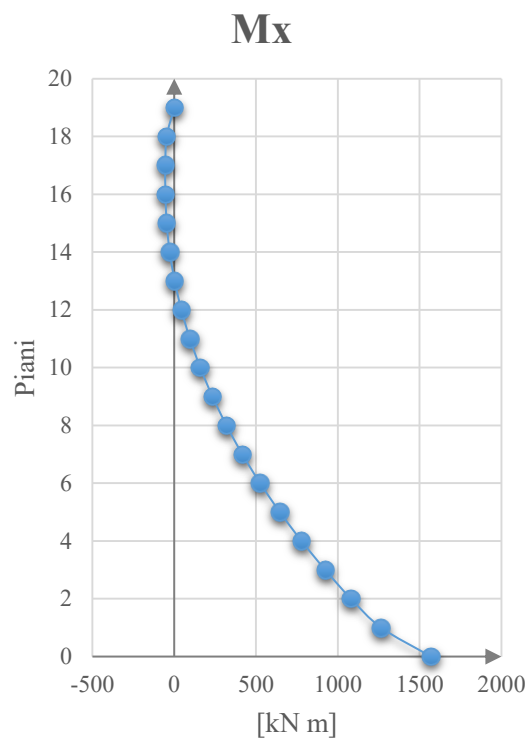


Figura 5.8 M_x del setto VL1

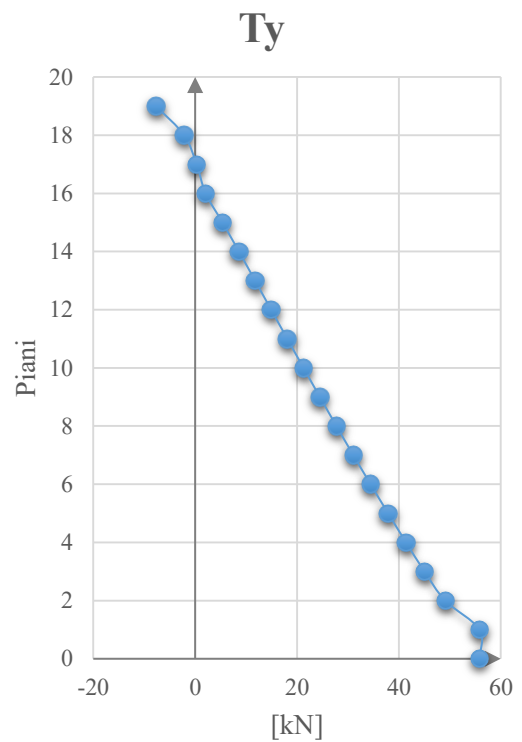


Figura 5.9 T_y del setto VL1

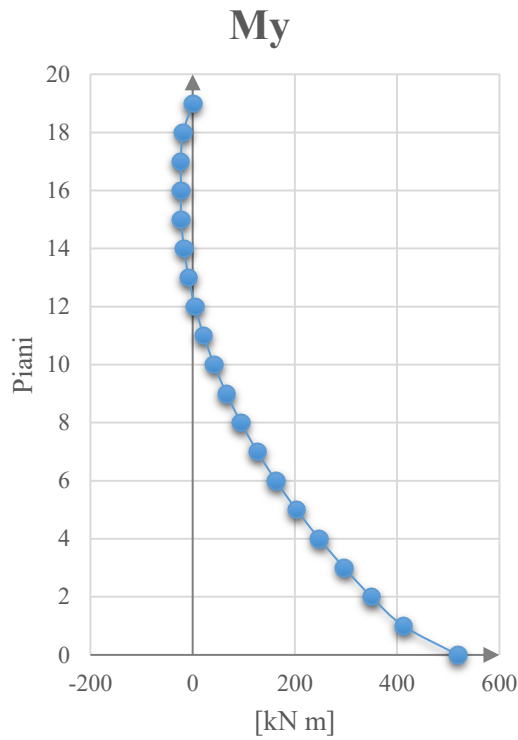


Figura 5.10 M_y del setto VL1

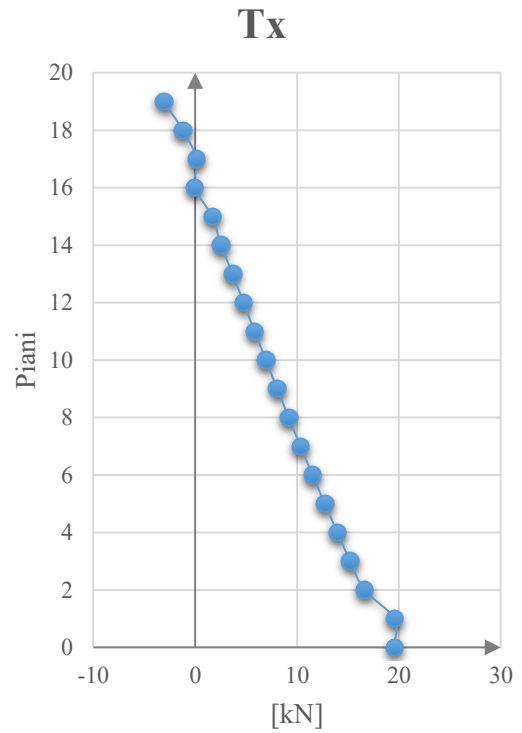


Figura 5.11 T_x del setto VL1

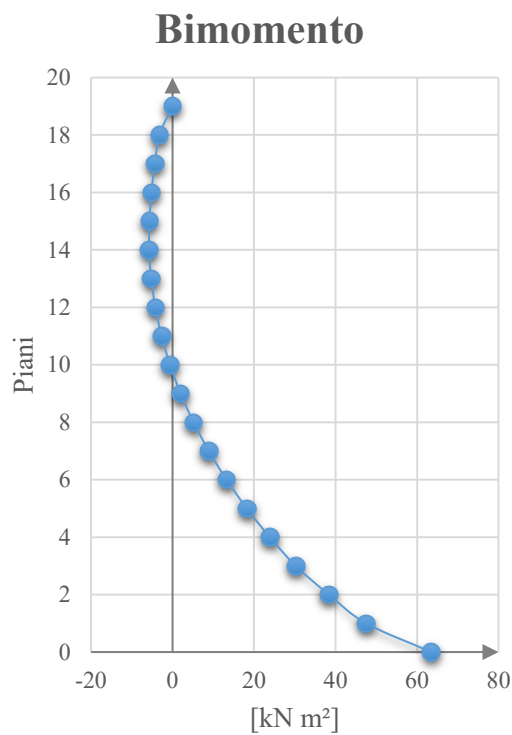


Figura 5.12 Bimomento del setto VL1

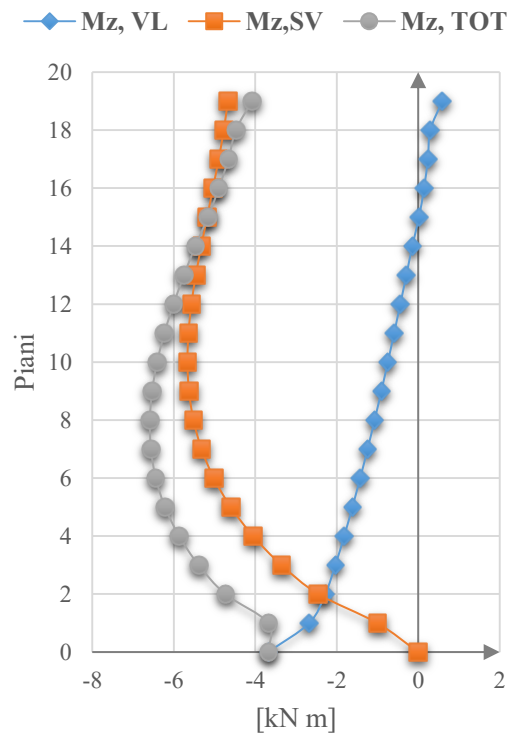
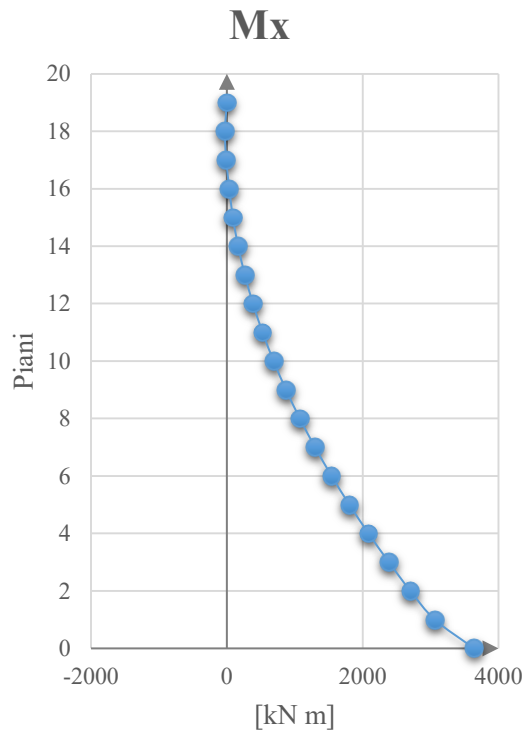
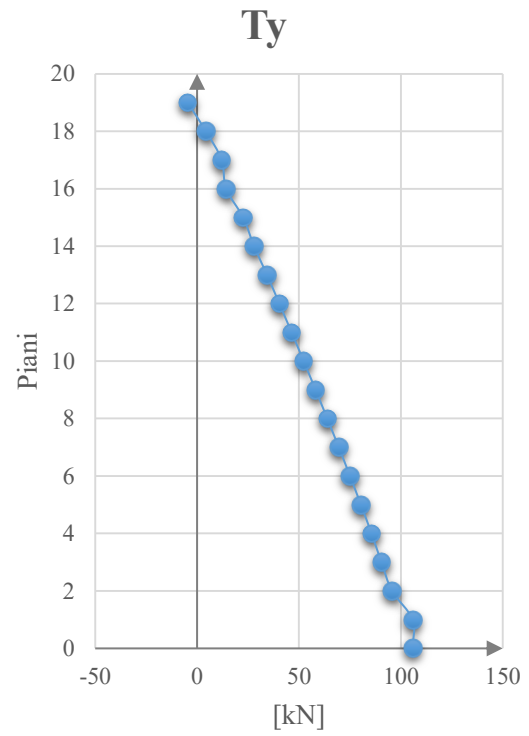
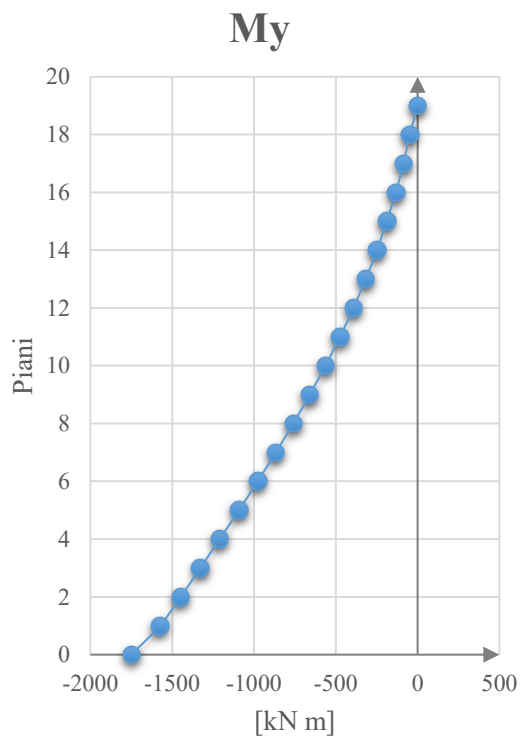
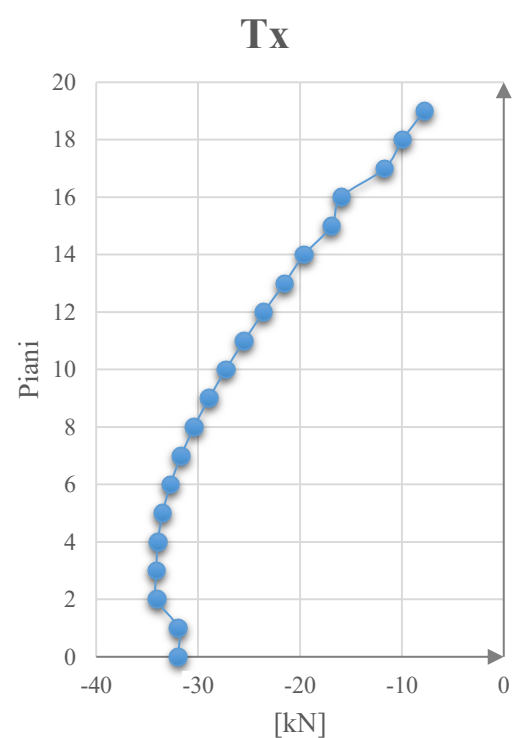


Figura 5.13 Momento torcente primario e secondario del setto VL1

Figura 5.14 M_x del setto VL2Figura 5.15 T_y del setto VL2Figura 5.16 M_y del setto VL2Figura 5.17 T_x del setto VL2

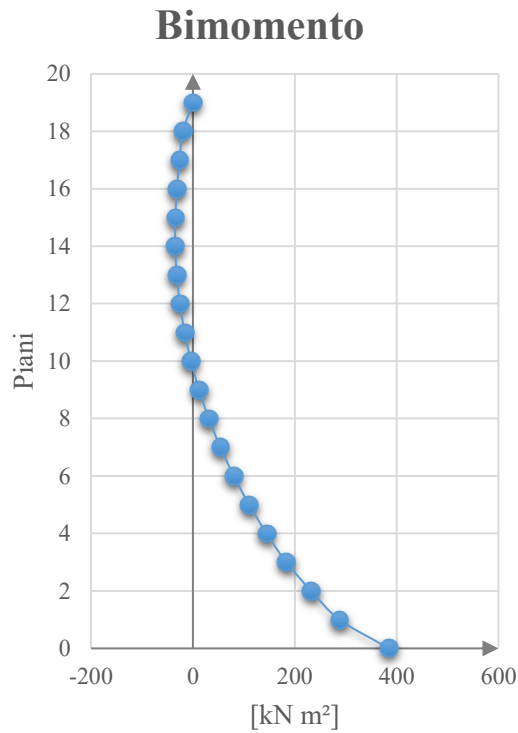


Figura 5.18 Bimomento del setto VL2

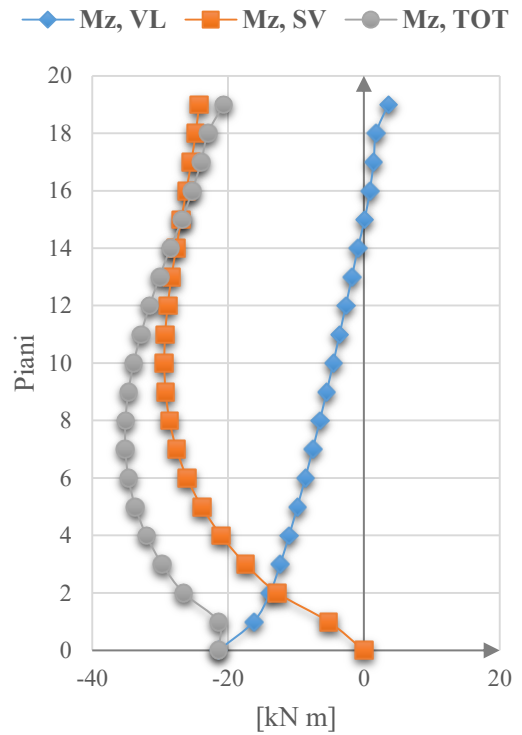


Figura 5.19 Momento torcente primario e secondario del setto VL2

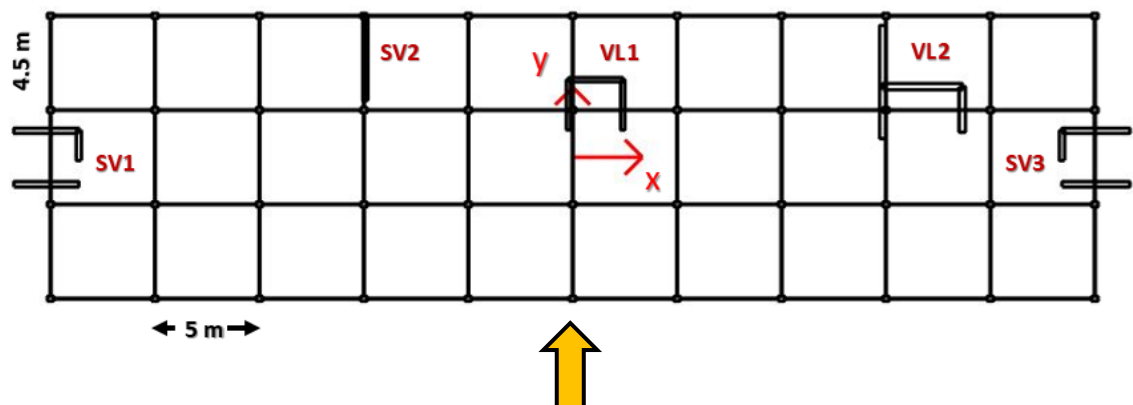


Figura 5.20. Caso di carico vento in direzione y

CASO VENTO IN DIREZIONE Y VL1								
	Mx	My	B	Tx	Ty	Mz,VL	Mz,SV	Mz,TOT
	[kNm]	[kNm]	[kNm ²]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Min	-54.7	-23.3	-5.7	-3.1	-7.7	-3.7	-5.7	-6.6
Max	1569.7	518.8	63.5	19.6	55.8	0.6	0.0	-3.7

CASO VENTO IN DIREZIONE Y VL2								
	Mx	My	B	Tx	Ty	Mz,VL	Mz,SV	Mz,TOT
	[kNm]	[kNm]	[kNm ²]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Min	-28.1	-1749.9	-34.8	-34.1	-4.7	-21.4	-29.4	-35.1
Max	3639.0	0.0	385.0	-7.8	105.8	3.6	0.0	-20.7

Si può notare come il setto VL2 assorba maggiore carico rispetto al setto VL1, in particolare si raggiunge un massimo valore di momento flettente in x alla base pari a 3639.0 kN m contro i 1569.7 kN m. Anche il bimomento nel secondo setto risulta essere 6 volte rispetto al primo.

Analiticamente si può verificare come al massimo bimomento si trovi alla base dell'edificio e sia nullo in corrispondenza dell'estremo libero in sommità del grattacielo.

Si nota anche come il momento torsionale totale può essere diviso in primario (derivante dalla teoria di Saint Venant) e in secondario (derivante dalla teoria di Vlasov). E' evidente come il momento primario sia nullo alla base.

5.1.3 Reazioni interne vento in direzione x

La seconda analisi viene eseguita con la condizione di vento lungo x (Caso 2) per entrambi i setti e se ne analizzano i risultati in termini di Momento flettente in direzione x ed y, Bimomento, Taglio in x e y e infine Momento classico Saint Venant, Momento alla Vlasov.

Le prime sei figure seguenti sono riferite al setto VL1, invece le successive sei sono relative al setto VL2.

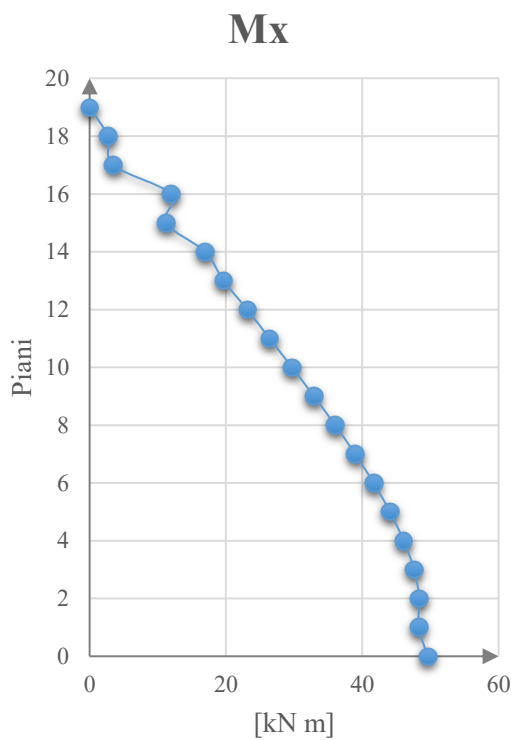


Figura 5.21 M_x del setto VL1

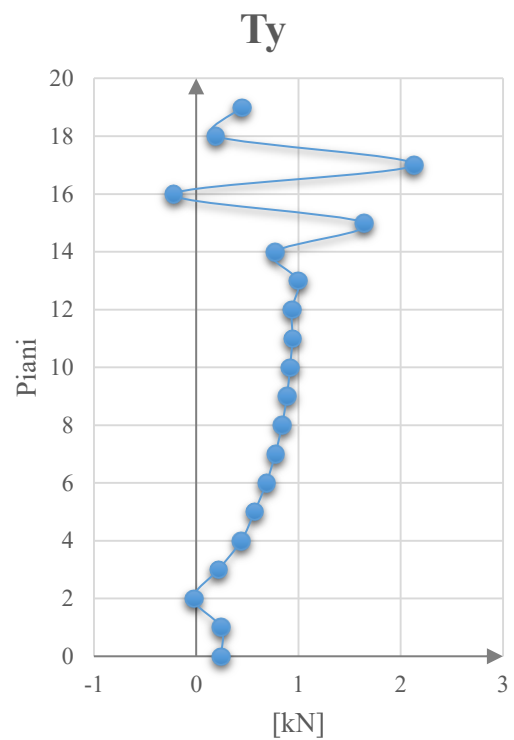


Figura 5.22 T_y del setto VL1

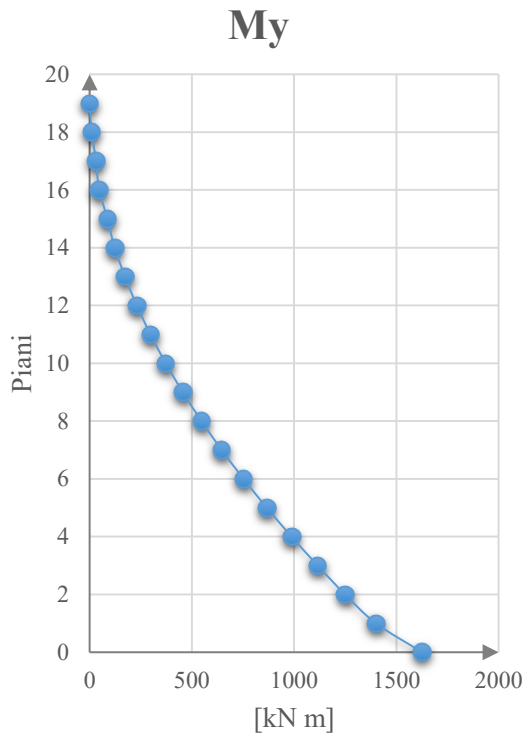


Figura 5.23 M_y del setto VL1

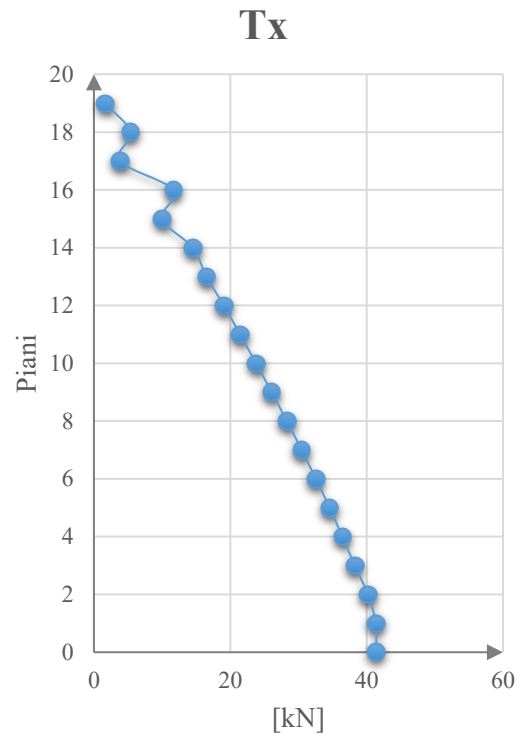


Figura 5.24 T_x del setto VL1

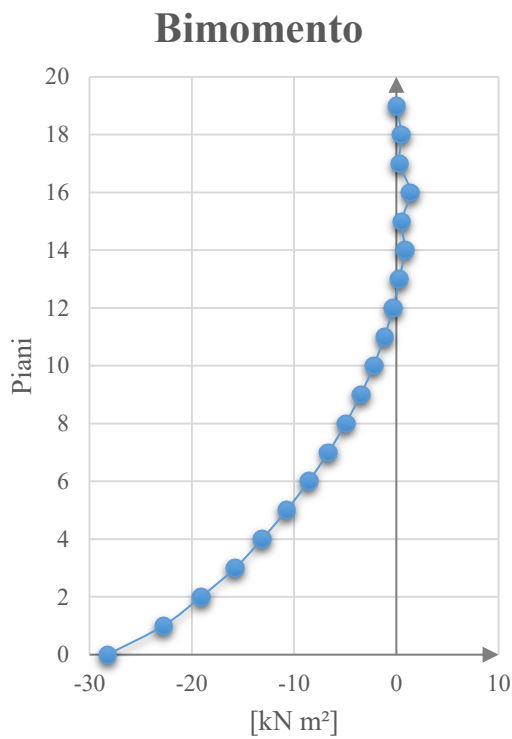


Figura 5.25 Bimomento del setto VL1

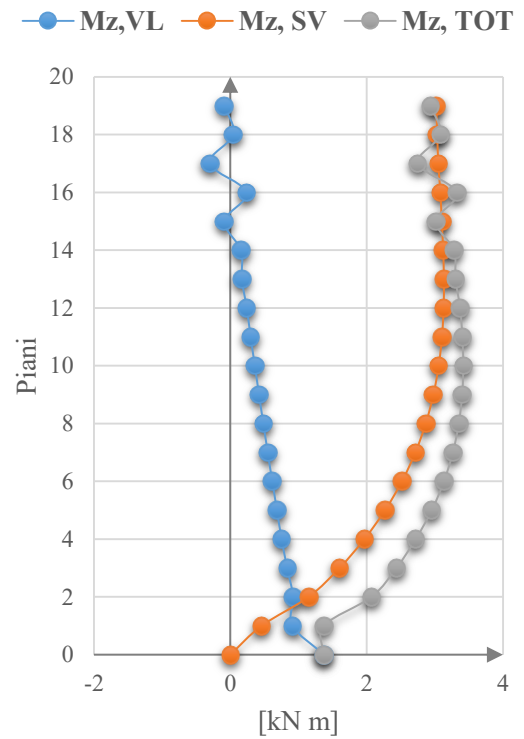
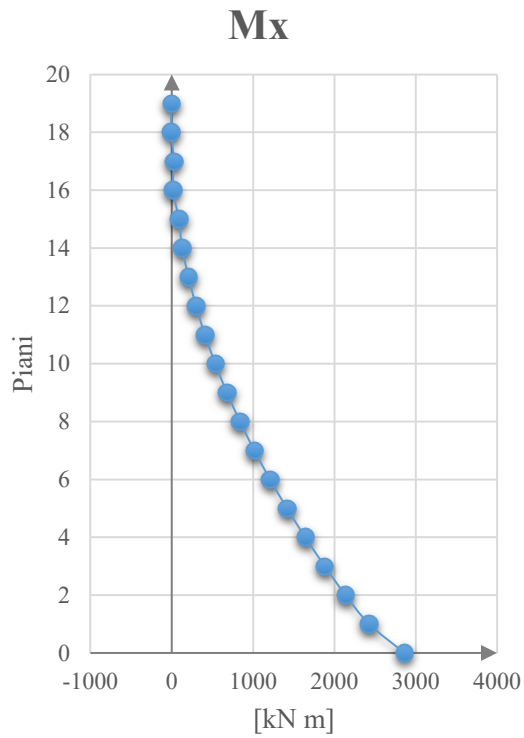
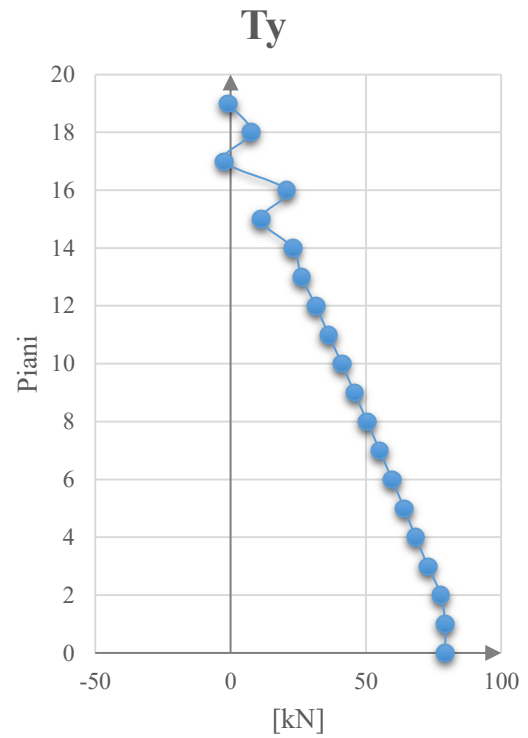
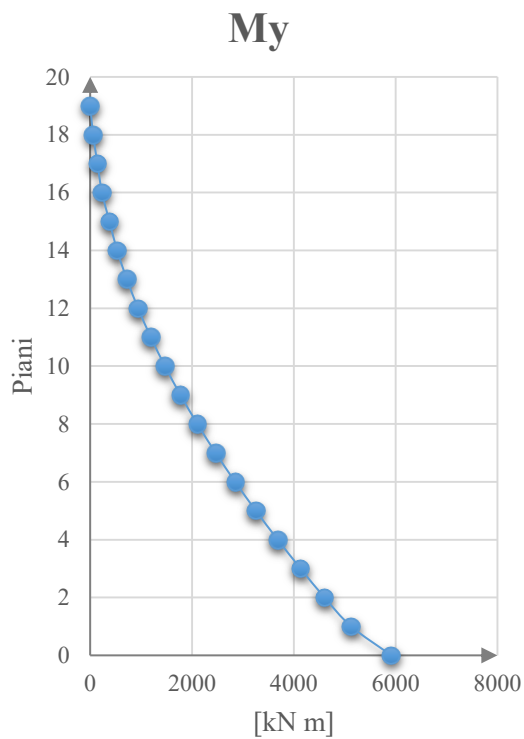
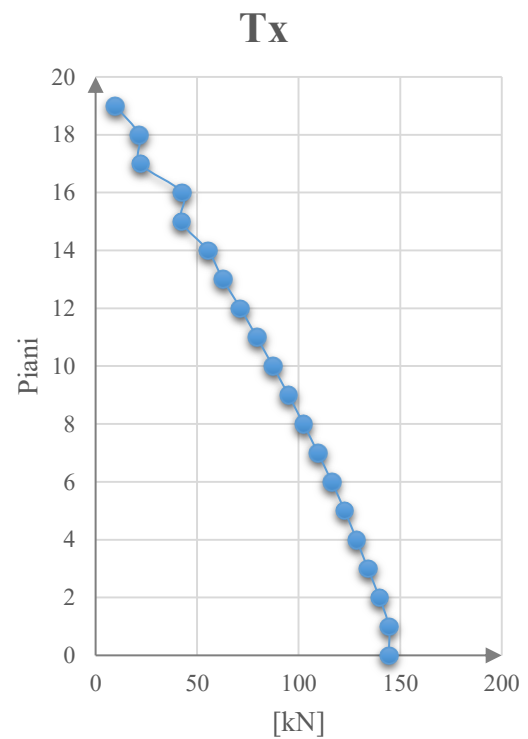


Figura 5.26 Momento torcente primario e secondario del setto VL1

Figura 5.27 M_x del setto VL2Figura 5.28 T_y del setto VL2Figura 5.29 M_y del setto VL2Figura 5.30 T_x del setto VL2

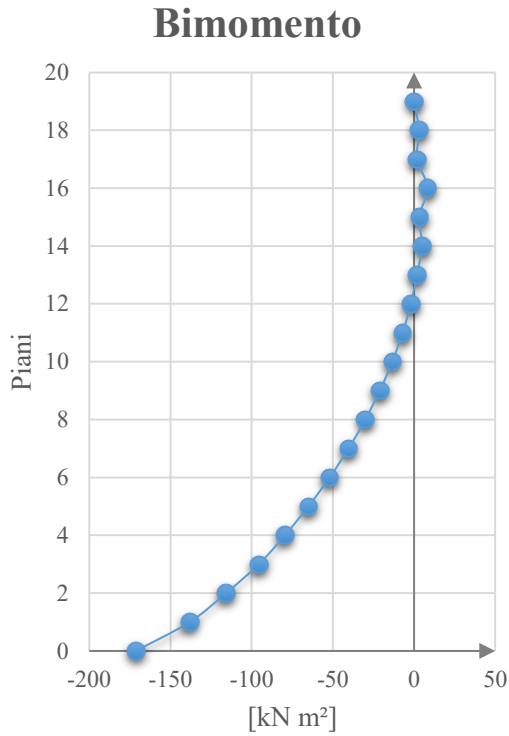


Figura 5.31 Bimomento del setto VL2

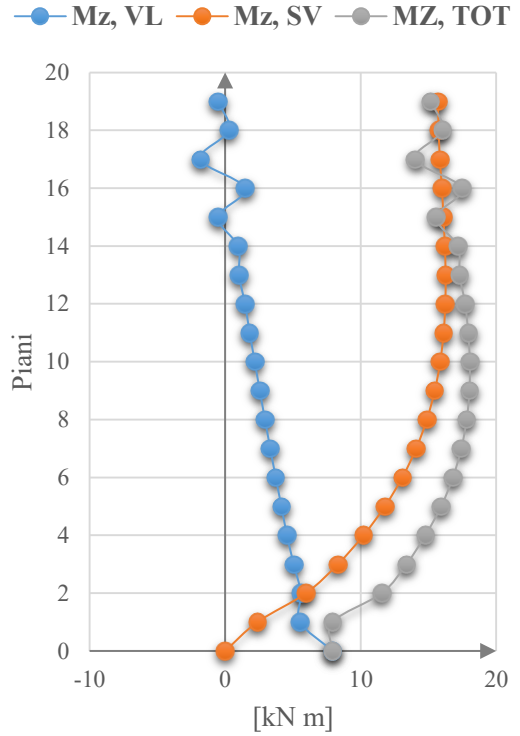
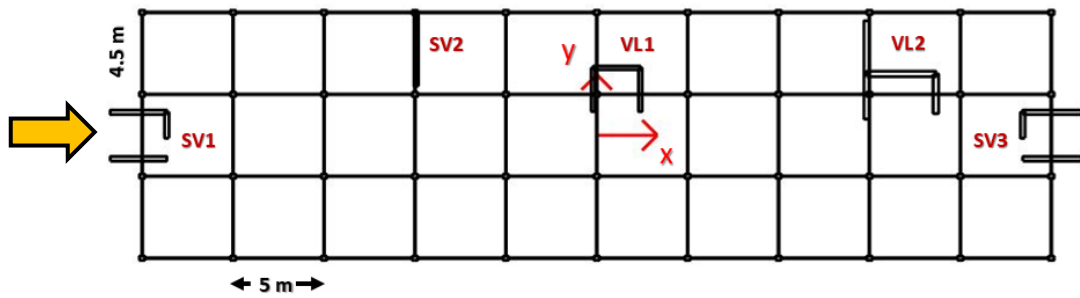


Figura 5.32 Momento torcente primario e secondario del setto VL2



CASO VENTO IN DIREZIONE X VL1								
	Mx	My	B	Tx	Ty	Mz,VL	Mz,SV	Mz,TOT
	[kNm]	[kNm]	[kNm ²]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Min	0.0	0.0	-28.3	1.6	-0.2	-0.3	0.0	1.4
Max	49.6	1625.9	1.4	41.4	2.1	1.4	3.1	3.4

CASO VENTO IN DIREZIONE X VL2								
	Mx	My	B	Tx	Ty	Mz,VL	Mz,SV	Mz,TOT
	[kNm]	[kNm]	[kNm ²]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Min	-5.3	0.0	-171.3	9.7	-2.3	-1.8	0.0	7.9
Max	2860.6	5916.7	8.3	144.4	79.3	7.9	16.3	18.1

Anche in questo caso il setto VL2 risulta molto più sollecitato rispetto al setto VL1. Il momento massimo nella direzione y raggiunge 5916.7 kNm per il secondo setto contro 1625.9 kNm.

Come si è visto nel capitolo 4 di questo elaborato, le reazioni ottenute sono legate dalle seguenti relazioni:

$$T_x = \frac{dM_y}{dz} = -E(J_{yy}\xi''' + J_{yx}\eta''' + J_{y\omega}\vartheta''') \quad (4.67)$$

$$T_y = \frac{dM_x}{dz} = -E(J_{xy}\xi''' + J_{xx}\eta''' + J_{x\omega}\vartheta''') \quad (4.68)$$

$$M_z^{VL} = \frac{dB}{dz} = -E(J_{\omega y}\xi''' + J_{\omega x}\eta''' + J_{\omega\omega}\vartheta''') \quad (4.69)$$

5.1.4 Tensioni

L'analisi tensionale di una sezione sottile aperta può essere eseguita tramite queste leggi:

- tensione normale generalizzata agente lungo le fibre longitudinali:

$$\sigma_z = \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x + \frac{B}{I_\omega} \omega \quad (5.1)$$

- tensione tangenziale agente lungo la linea media della sezione trasversale:

$$\tau_{(s)} = \frac{T_x S_x}{I_x b_{(s)}} + \frac{T_y S_y}{I_y b_{(s)}} + \frac{M_z^{VL} S_\omega}{I_\omega b_{(s)}} \quad (5.2)$$

- tensione tangenziale primaria, variabile linearmente lungo lo spessore delle pareti costituenti la sezione trasversale:

$$\tau_{(s,T)} = \frac{M_z^{SV}}{I_t} b_{(s)} \quad (5.3)$$

Serve calcolare l'ingobbamento ω riferito al centro di taglio della sezione in esame. Si procede eseguendo una analisi tensionale del setto VL1. Il codice di calcolo fornisce in output alcuni dati:

OPEN SHEARWALL 1 (VL1)		
<i>Baricentro sezione</i>		
XG	1.1	m
YG	2.92	m
<i>Centro di taglio</i>		
XC	1.1	m
YC	4.72	m
<i>Momenti d'inerzia</i>		
Jx	9.47E-01	m ⁴
Jy	1.92E+00	m ⁴
Jxy	0.00E+00	m ⁴
Jω	1.14E+00	m ⁶
Jxω	0.00E+00	m ⁵
Jyω	0.00E+00	m ⁵
Jt	1.97E-02	m ⁴
<i>Angolo di rotazione</i>		
OMEGA	0	DEG

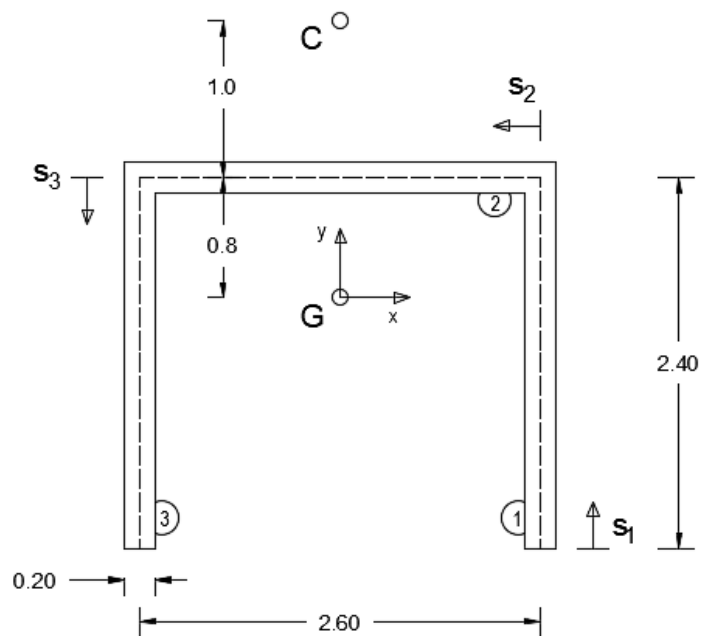


Figura 5.33 Setto VL1

Si sceglie il polo coincidente con il baricentro della sezione e si stabilisce il verso di rotazione positivo se antiorario (Figura 5.33). Si procede con il calcolo del diagramma settoriale $\omega_G(s_1; s)$ pari al doppio dell'area spazzata del raggio vettore (Figura 5.34).

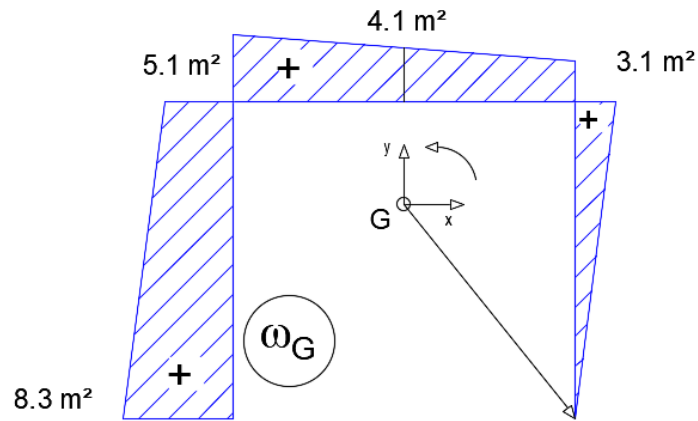


Figura 5.34

TRATTO	$h(s)$ [m]	s_1 [m]	s_2 [m]	$\omega_G(s_1, s)$ [m²]	
1	1.3	0	2.4	0.0	3.1
2	0.8	0	2.6	3.1	5.1
3	1.3	0	2.4	5.1	8.3

Adesso si determina il diagramma $\omega_G(s_0; s)$, corrispondente al baricentro geometrico s_0 (origine del diagramma in cui il momento statico settoriale sarà nullo).

$$\omega_G(s_0; s) = \omega_G(s_1; s) - \omega_G(s_1; s_0) = \omega_G(s_1; s) - \frac{S_\omega(s_1)}{A} \quad (5.4)$$

$$S_\omega(s_1) = \int_A \omega_G(s_1; s) dA = \int_s \omega_G(s_1; s) \delta ds = \delta \int_s \omega_G(s_1; s) ds \quad (5.5)$$

Area	$S_{\omega}(s_1)$	$\omega_G(s_1, s_0)$
[m ²]	[m ⁴]	[m ²]
1.48	6.1	4.13

Seguendo la formulazione (5.4), allora, si ottiene:

TRATTO	h(s)	s ₁	s ₂	$\omega_G(s_1, s)$		$\omega_G(s_0, s)$	
	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]
1	1.3	0	2.4	0.0	3.1	-4.1	-1.0
2	0.8	0	2.6	3.1	5.1	-1.0	1.0
3	1.3	0	2.4	5.1	8.3	1.0	4.1

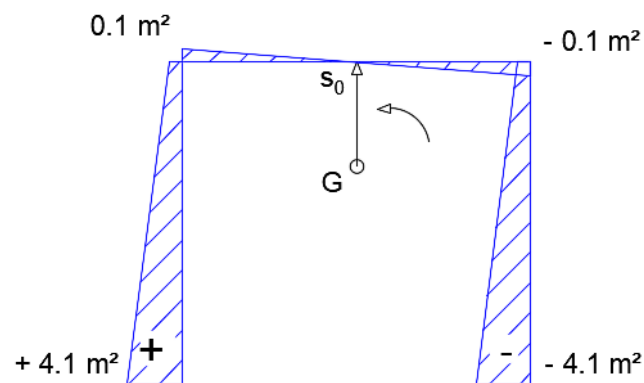


Figura 5.35 Diagramma $\omega_G(s_0, s)$

Le sollecitazioni e i momenti d'inerzia derivanti dal codice di calcolo sono riferiti al centro di taglio della sezione, è necessario quindi riportare quanto ottenuto finora rispetto ad esso.

Per fare ciò ci si serve della nota formulazione:

$$\omega_C = \omega_G + c_y(x - x_0) - c_x(y - y_0)$$

Dove:

- c_x e c_y sono le coordinate del centro di taglio rispetto al baricentro settoriale;
- x_0 e y_0 sono le coordinate del baricentro settoriale rispetto al baricentro geometrico.

c_x [m]	c_y [m]	x_0 [m]	y_0 [m]
0	1.8	0	0.8

TRATTO	h(s)	s ₁	s ₂	$\omega_G(s_1,s)$		$\omega_G(s_0,s)$		ω_C	
	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]
1	1.3	0	2.4	0.0	3.1	-4.1	-1.0	-6.5	-3.4
2	0.8	0	2.6	3.1	5.1	-1.0	1.0	-3.4	3.4
3	1.3	0	2.4	5.1	8.3	1.0	4.1	3.4	6.5

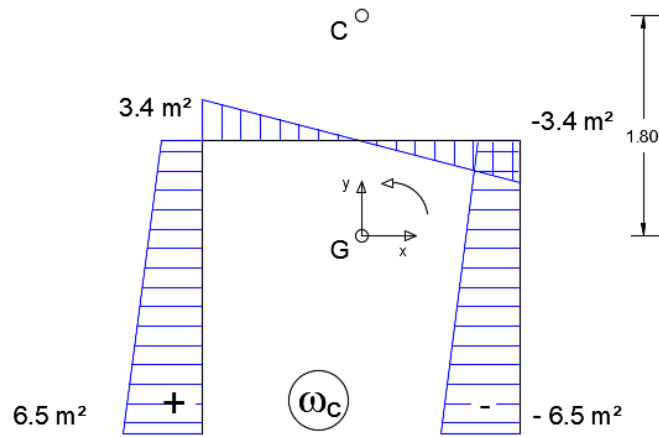


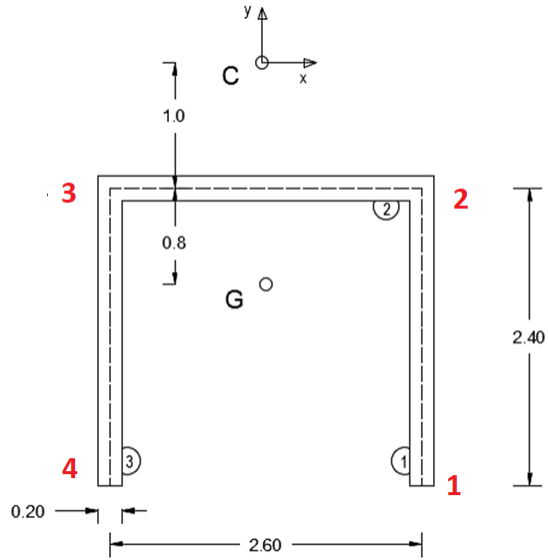
Figura 5.36 Diagramma ω_c

Scegliendo di calcolare le tensioni nella sezione di base dell'edificio per la configurazione di vento in direzione x, si ottiene:

$$\sigma_z = \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x + \frac{B}{I_\omega} \omega \quad (5.1)$$

$$\tau_{(s)} = \frac{T_x S_x}{I_x b_{(s)}} + \frac{T_y S_y}{I_y b_{(s)}} + \frac{M_z^{VL} S_\omega}{I_\omega b_{(s)}} \quad (5.2)$$

$$\tau_{(s,T)} = \frac{M_z^{SV}}{I_t} b_{(s)} \quad (5.3)$$



PUNTO	σ_{Mx}	σ_{My}	σ_B	σ_z
	[kN/m ²]			
1	-179	-1104	161	-1122
2	-54	-1104	83	-1074
3	-54	1104	-83	967
4	-179	1104	-161	763

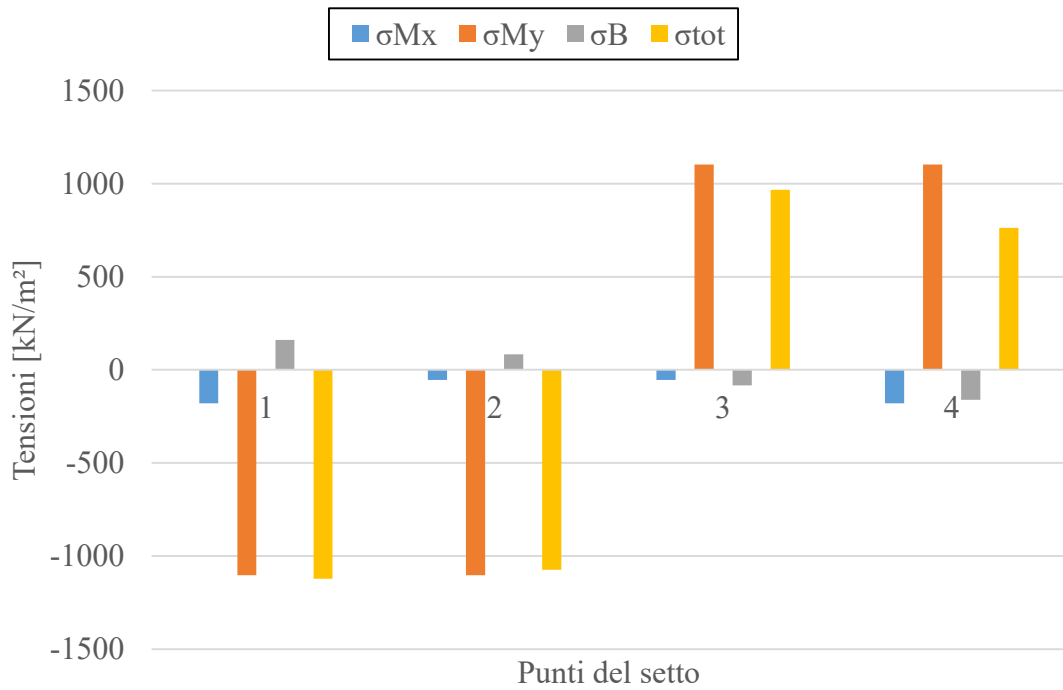
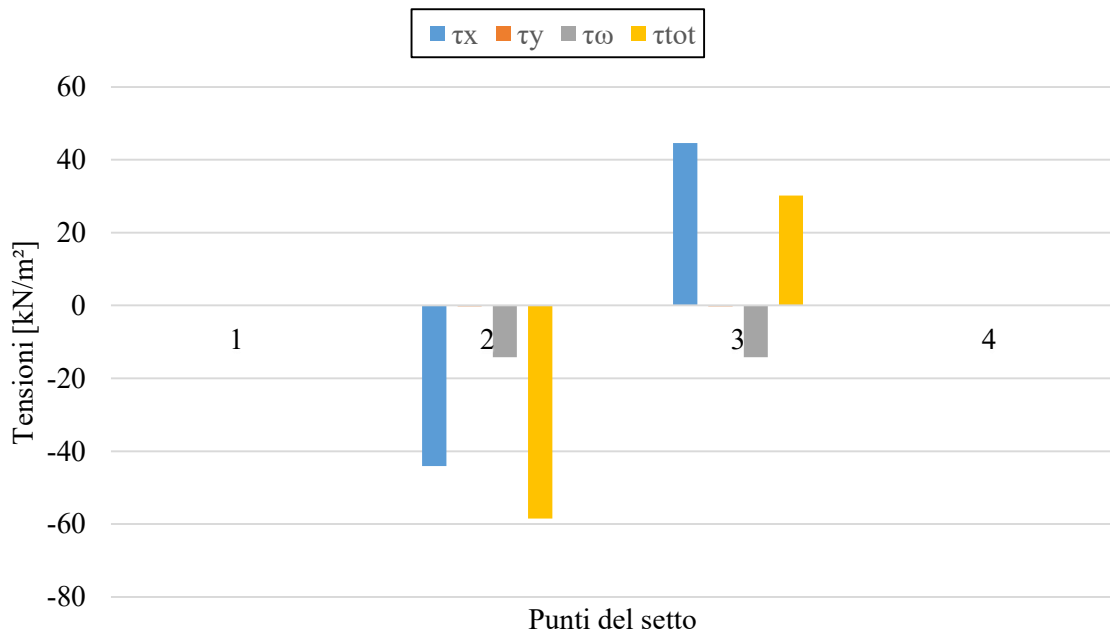


Figura 5.37 Diagramma σ_z

PUNTO	τ_x	τ_y	τ_ω	τ_{tot}
	[kN/m ²]			
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	-44.6	-0.2	-14.2	-58.5
3	44.6	-0.2	-14.2	30.1
4	0.0	0.0	0.0	0.0

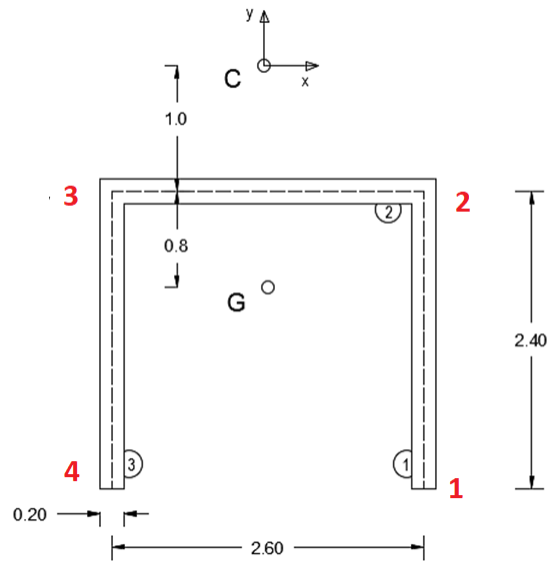
Figura 5.38. Diagramma τ_z

Per la configurazione di vento in direzione y si ottiene:

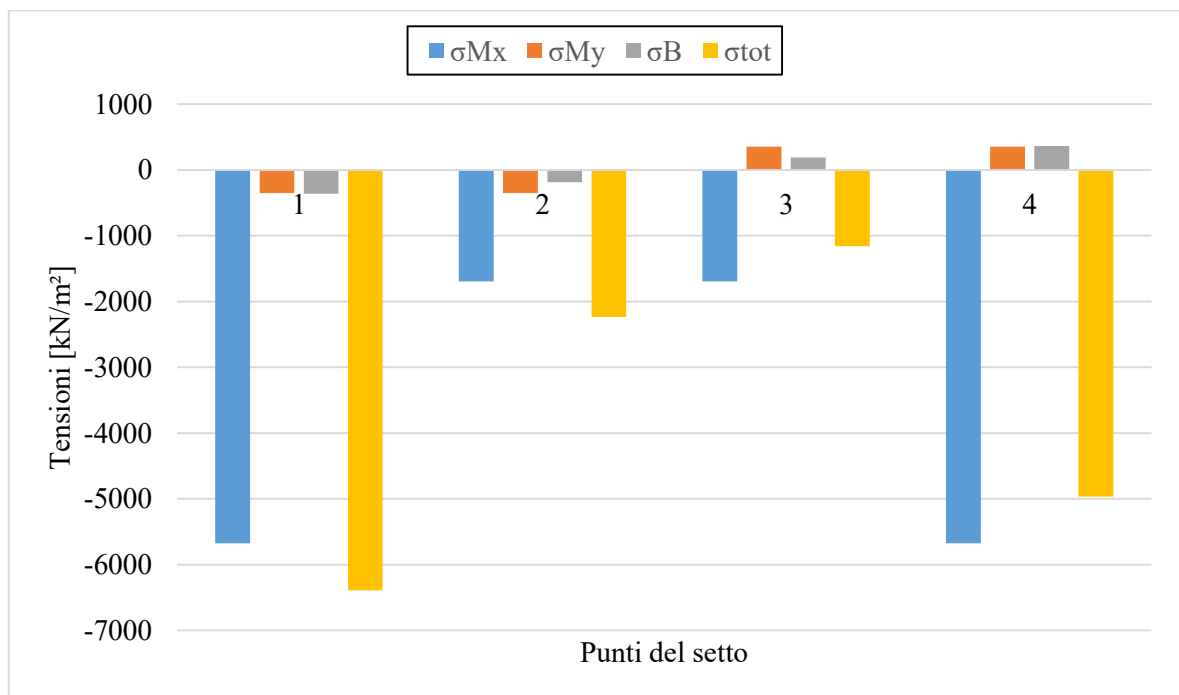
$$\sigma_z = \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x + \frac{B}{I_\omega} \omega \quad (5.1)$$

$$\tau_{(s)} = \frac{T_x S_x}{I_x b_{(s)}} + \frac{T_y S_y}{I_y b_{(s)}} + \frac{M_z^{VL} S_\omega}{I_\omega b_{(s)}} \quad (5.2)$$

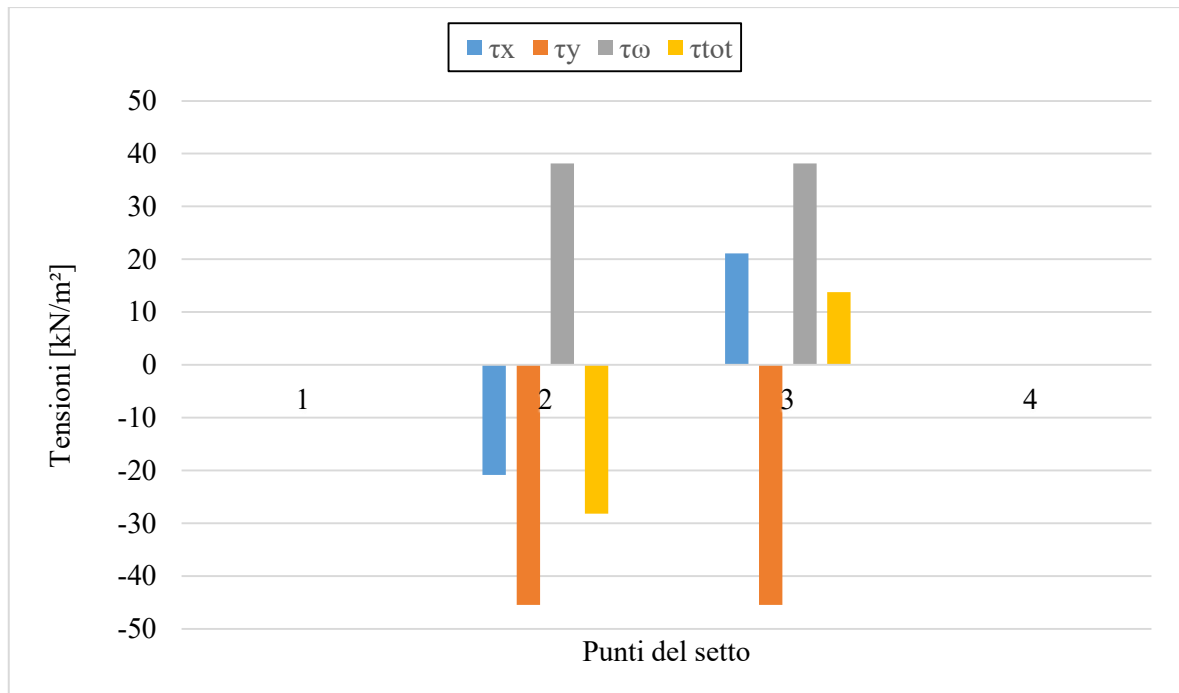
$$\tau_{(s,T)} = \frac{M_z^{SV}}{I_t} b_{(s)} \quad (5.3)$$



PUNTO	σ_{Mx}	σ_{My}	σ_B	σ_z
	[kN/m ²]			
1	-5677	-352	-362	-6391
2	-1697	-352	-187	-2236
3	-1697	352	187	-1157
4	-5677	352	362	-4963

Figura 5.39 Diagramma σ_z

<i>PUNTO</i>	τ_x	τ_y	τ_ω	τ_{tot}
	[kN/m ²]			
1	0	0	0	0
2	-21	-45	38	-28
3	21	-45	38	14
4	0	0	0	0

Figura 5.40. Diagramma τ_z

5.2 Analisi dinamica

Per eseguire l'analisi dinamica si assume un peso del solaio pari a 10 kN/m^3 e la massa del piano è calcolata di conseguenza. L'Algoritmo Generale viene utilizzato per valutare le frequenze naturali della struttura e i modi di vibrare. Si mostrano nelle seguenti figure i primi tre modi di vibrare. Come si nota in figura essi risultano essere torsionali.

1° Forma modale: 0.24 Hz

2° Forma modale: 0.32 Hz

3° Forma modale: 0.43 Hz

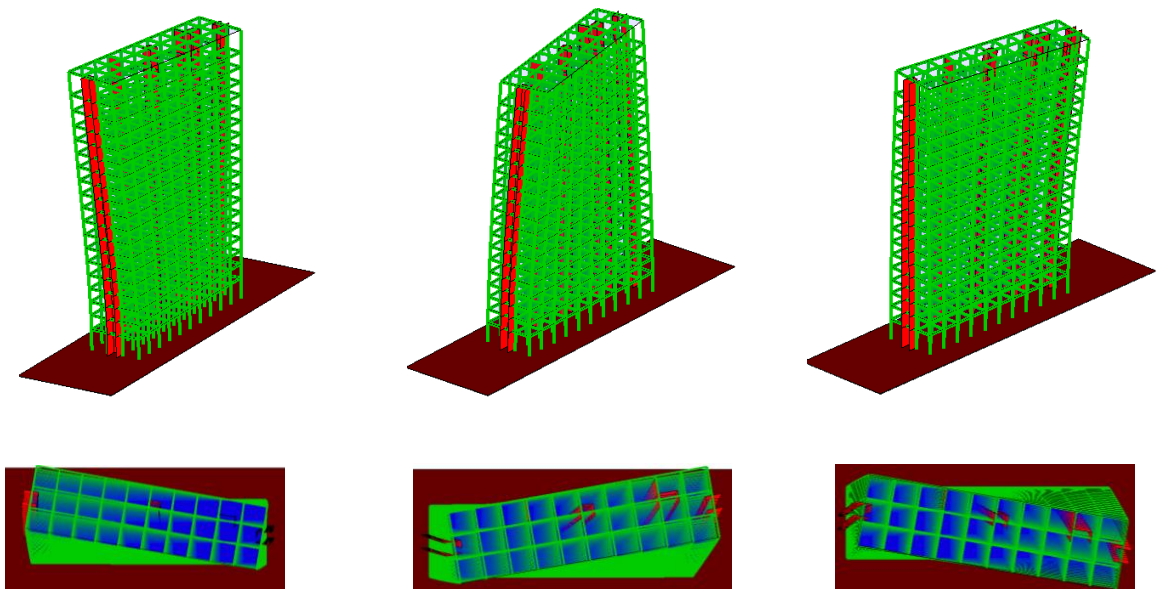


Figura 5.41. Forma modale e frequenze naturali dei primi tre modi di vibrare

6. MODELLO FEM

Si procede con la creazione del modello FEM tramite il software agli elementi finiti SAP2000®. Si sceglie di utilizzare gli stessi dati inseriti nel codice di calcolo in modo da avere un riscontro congruente.

Innanzitutto si è definita la griglia della struttura tramite distanza tra telai in entrambe le direzioni e altezza di interpiano. Il sistema di riferimento è posto nel baricentro del piano con assi disposti come visibile nelle figure 6.1,2.

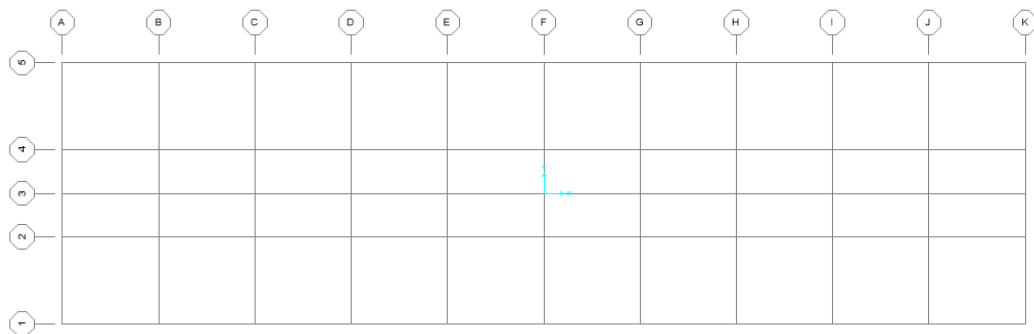


Figura 6.1 Griglia nel software SAP2000®

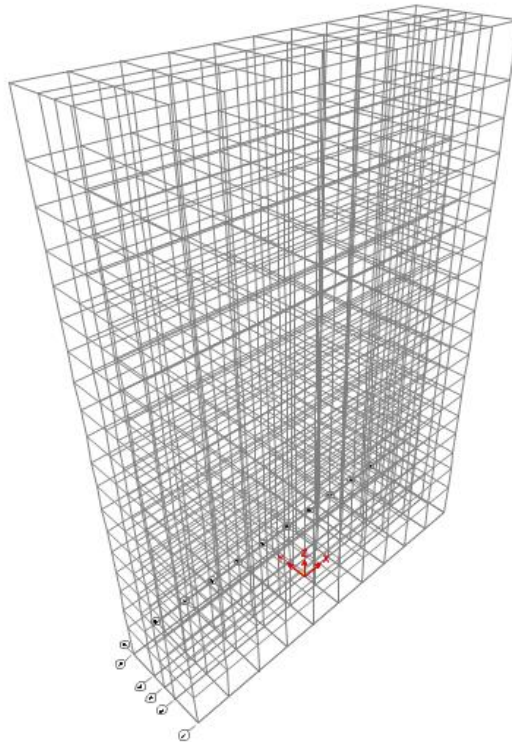


Figura 6.2 Griglia tridimensionale nel software SAP2000®

In questo modo si rende molto più semplice la realizzazione del modello seguendo la griglia riportata, ed essendo il grattacielo R.A.I. molto regolare. Si procede con l'inserimento di 1148 nodi e 2336 elementi "frame" a due nodi e si impone il vincolo di incastro alla base dell'edificio e il vincolo "diaphragm" ad ogni piano per garantire rigidità allo stesso. Si riporta il passaggio nella figura seguente (6.3).

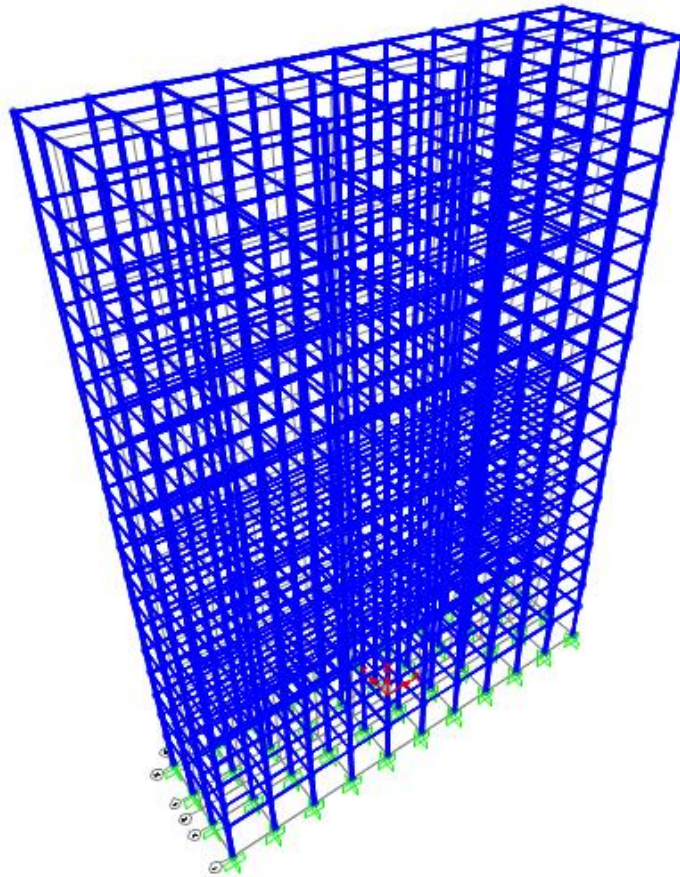


Figura 6.3 Telai del grattacielo nel software SAP2000®

L'ultimo passaggio per definire la geometria della struttura è quello che prevede l'inserimento di elementi "shell" a 4 nodi per la realizzazione dei setti in calcestruzzo armato. Si sceglie poi di rendere la mesh degli elementi area più fitta in modo da garantire una maggiore resa nei risultati finali. In totale si realizzano 4445 per i quali si porta il numero di "joints" da 1148 a 5895, rendendo molto più pesante il modello.

Si procede adesso, con la definizione dei materiali e delle sezioni. I materiali utilizzati sono:

- calcestruzzo per i setti con modulo elastico $E=28000$ MPa;
- acciaio per travi e pilastri con modulo elastico $E=196133$ MPa.

Le sezioni invece sono diverse per i vari elementi:

- Pilastri a base rettangolare cava;

- Travi secondarie perimetrali con sezione a C;
- Travi secondarie interne e travi principali con sezione a doppio T;
- Setti con spessore variabile da 20 a 30 cm.

La struttura è definita nel suo complesso ed è mostrata nelle figure seguenti (6.4, 6.5).

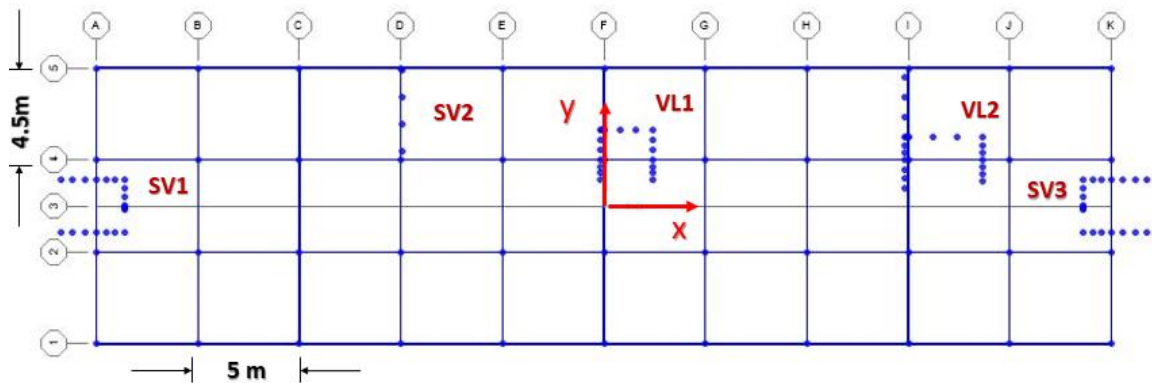


Figura 6.4 Pianta edificio nel software SAP2000®

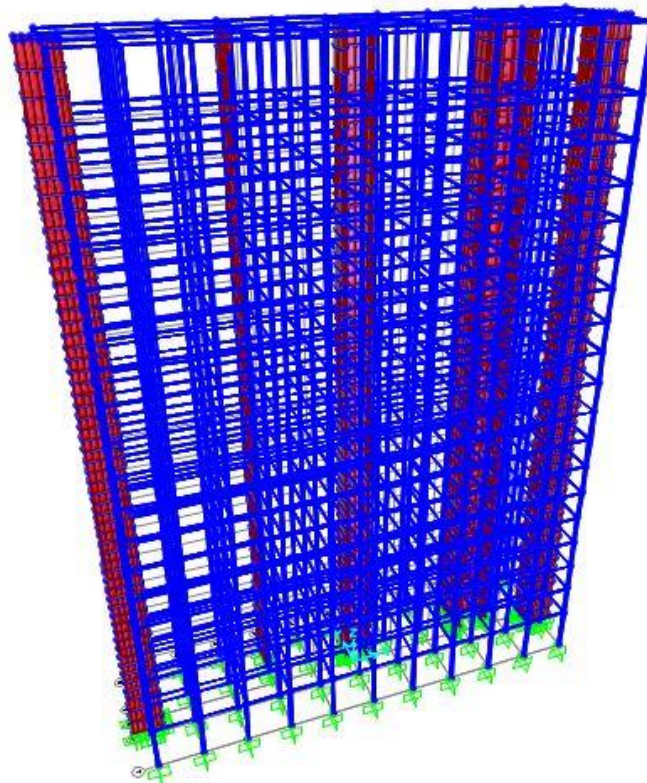


Figura 6.5 Vista tridimensionale nel software SAP2000®

6.1 Analisi statica e risultati

Si applicano i carichi del vento definiti nel capitolo 3 di questo elaborato, si ricorda che il caso 1 rappresenta le forze del vento applicate in direzione y ed il caso 2 in direzione x.

CASO 1	
PIANO	F(z) totale [kN]
1	15.2
2	10.5
3	10.0
4	11.1
5	12.0
6	12.8
7	13.5
8	14.1
9	14.7
10	15.2
11	15.7
12	16.1
13	16.5
14	16.9
15	17.3
16	17.6
17	20.5
18	20.9
19	16.1

CASO 2	
PIANO	F(z) totale [kN]
1	17.0
2	11.7
3	11.2
4	12.4
5	13.5
6	14.4
7	15.1
8	15.8
9	16.4
10	17.0
11	17.5
12	18.0
13	18.5
14	18.9
15	19.3
16	19.7
17	23.0
18	23.4
19	18.1

Anche in questo caso si procede all'applicazione dei carichi prima in direzione y (Caso 1) ed in seguito in direzione x (Caso 2) in corrispondenza dei nodi di ogni piano.

6.1.1 Spostamenti

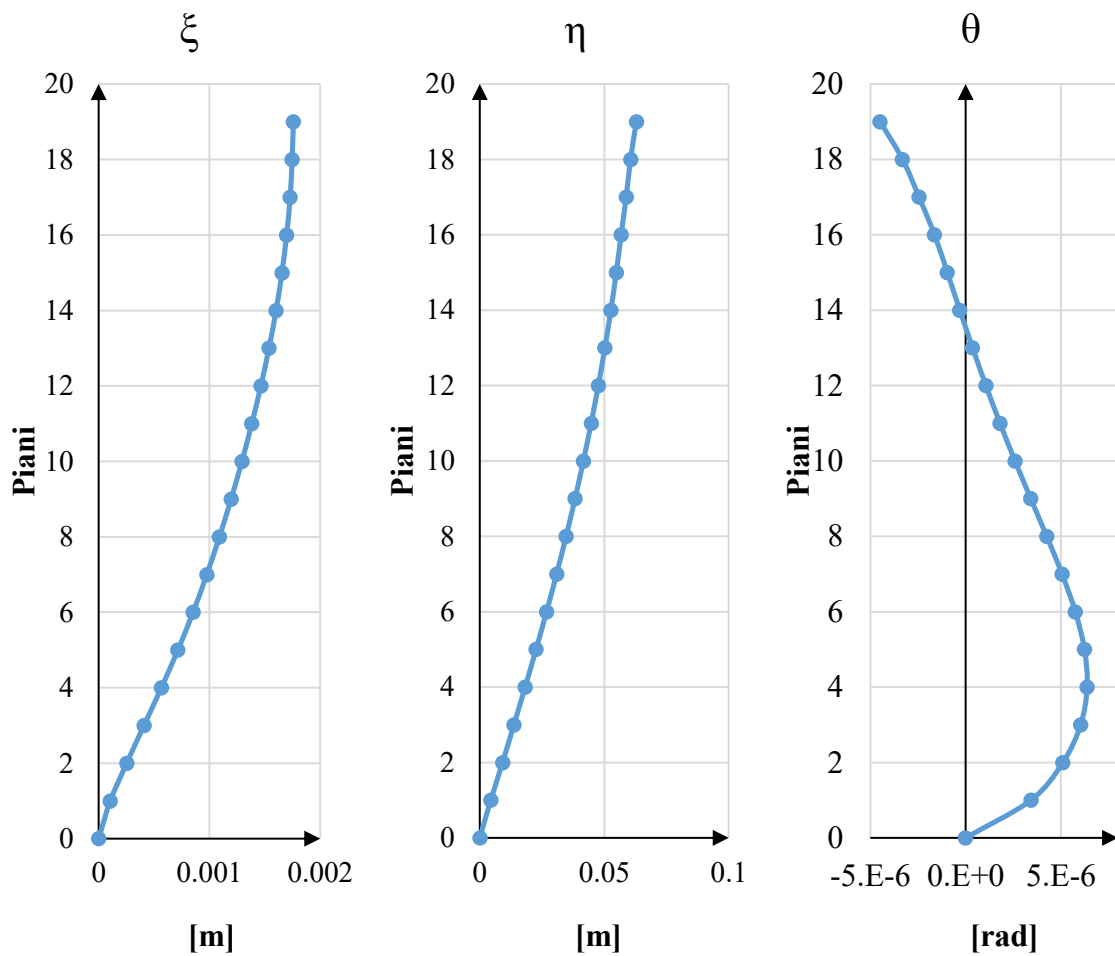


Figura 6.6 Caso 1. Spostamenti causati dal vento in direzione y.

Si nota che lo spostamento massimo in sommità dell'edificio è 1.8 mm in direzione x e 6.8 cm in direzione y (stessa direzione del carico applicato).

Si inseriscono anche i carichi derivanti dal vento in direzione x, in questo caso la struttura dovrebbe reagire in modo più rigido, come si vede dai risultati.

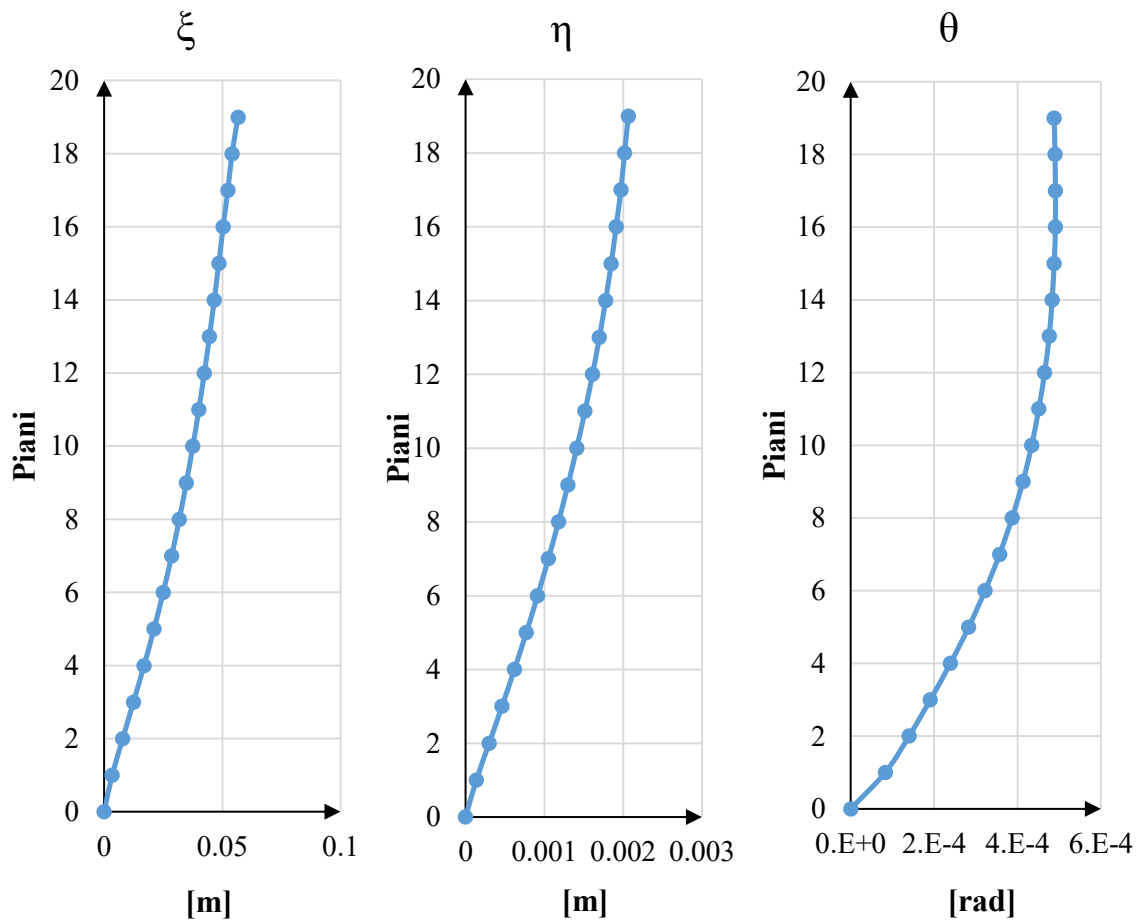


Figura 6.7 Caso 2. Spostamenti causati dal vento in direzione x.

Questa volta gli spostamenti sono 5.7 cm in direzione x (direzione di applicazione dei carichi), e 2.1 mm in direzione y. La struttura, infatti, reagisce in modo più rigido.

7. CONFRONTO FINALE

Si procede adesso al confronto dei due modelli in tutte le loro parti.

La prima osservazione che viene fatta riguarda i tempi di realizzazione del modello tramite il software FEM e tramite il codice di calcolo. Si evidenzia come nel primo caso sia necessario creare un elevatissimo numero di elementi, nodi ed aree ed in seguito definire materiali e sezioni, questo può impiegare una giornata di lavoro intenso.

Nel secondo caso, invece, una volta definiti i telai in modo immediato tramite sezioni e modulo elastico si realizza il modello in poche ore, rendendolo molto utile in una fase preliminare per avere risultati di massima in poco tempo. Risulta sempre più necessario, infatti, elaborare dati velocemente ed in modo efficace.

Un altro confronto viene fatto in termini di tempi computazionali. Si nota come il modello creato tramite il software FEM sia molto pesante e complesso a causa dell'elevato numero di nodi, elementi ed aree. Questo comporta tempi molto lunghi per l'elaborazione dei risultati, il che può essere molto scomodo se serve eseguire più analisi consecutive.

Nel codice di calcolo creato presso il Politecnico di Torino tramite la formulazione di Carpinteri, invece, i tempi computazionali sono immediati. Inserendo i dati l'analisi risulta completata in pochi secondi.

Un ultimo confronto viene eseguito in termini di risultati. Tramite il software FEM è possibile ottenere informazioni riguardanti sollecitazioni, spostamenti, tensioni ecc. anche in modo molto preciso e dettagliato, manca però una distinzione tra setti a sezione sottile aperta che seguono la Teoria di Vlasov. Nel codice di calcolo, invece questo risulta possibile, ottenendo informazioni dettagliate in termini di momento flettente, Bimomento, Momento alla Vlasov e Momento classico Saint-Venant come mostrato nel capitolo 5 di questo

elaborato. Si riporta inoltre di seguito il confronto in termini di spostamenti ottenuti nei due modelli.

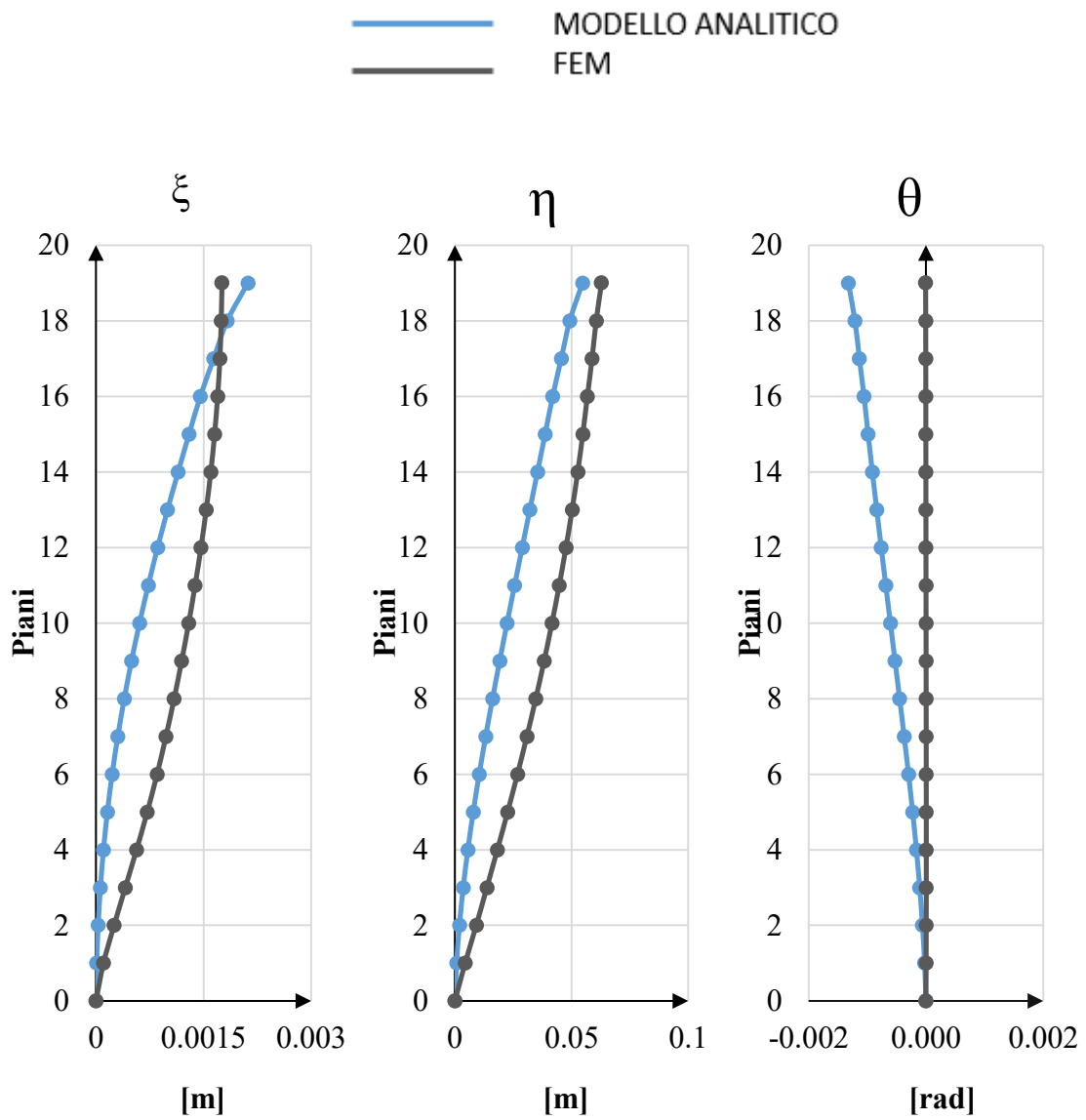


Figura 7.1 Caso 1. Spostamenti vento in direzione y.

SPOSTAMENTI SOMMITA'

	ξ [cm]	η [cm]	θ [rad]
FEM	0.18	6.3	-4.5E-06
ANALIT	0.21	5.5	-1.3E-03

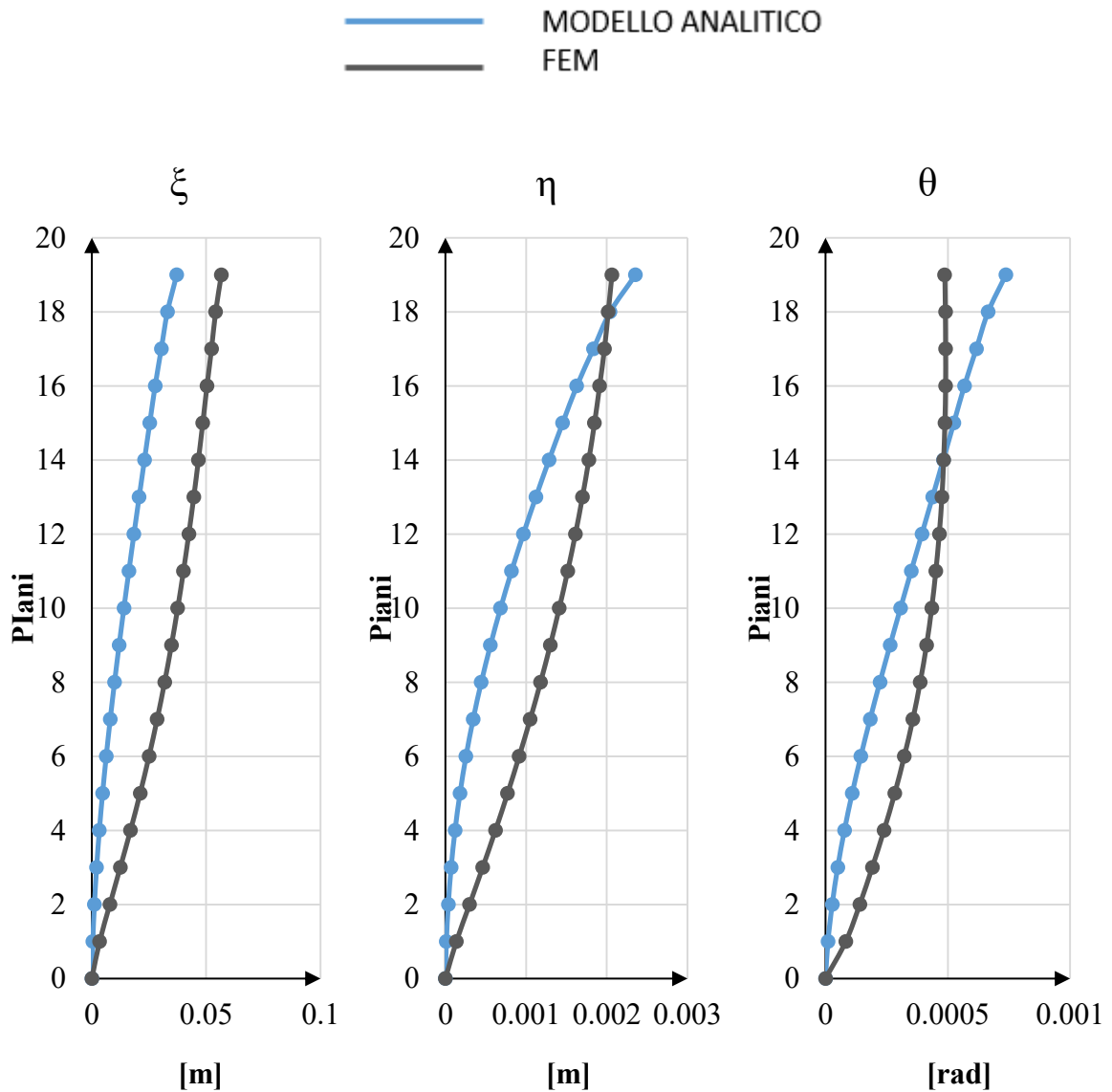


Figura 7.2 Caso 1. Spostamenti vento in direzione x.

SPOSTAMENTI SOMMITA'

	ξ [cm]	η [cm]	θ [rad]
FEM	5.7	0.21	7.4E-04
ANALIT	3.7	0.24	4.9E-04

Dai grafici è evidente una leggera differenza tra gli spostamenti in direzione x ed y e la rotazione nel piano prodotti dall'Algoritmo Generale e dal noto software FEM. In particolare si nota come nella direzione del carico applicato il corrispondente spostamento è ridotto di

circa il 12 % rispetto al modello agli elementi finiti. Al contrario accade per lo spostamento ortogonale all'applicazione del carico, nel quale si evidenzia un aumento del 17-34% rispetto al FEM. Per quanto riguarda, infine, le rotazioni si può notare come l'ordine di grandezza rimanga costante per il carico applicato alla parte più rigida della struttura ed invece vari molto nella direzione ortogonale.

Infine l'analisi dinamica eseguita con entrambi i modelli ha portato a risultati comparabili anche in termini di periodi propri della struttura, come mostrato in figura 7.3.

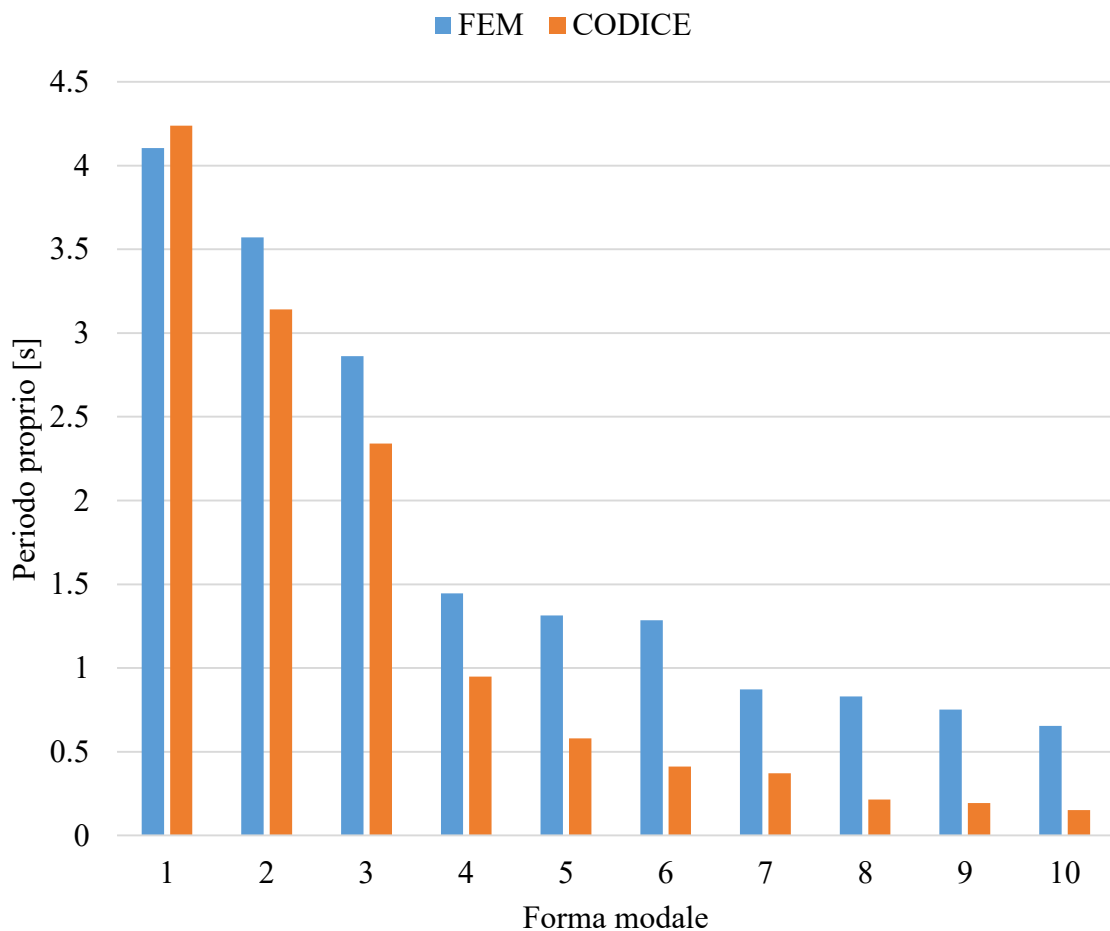


Figura 7.3 Confronto tra i periodi propri strutturali

8. CONCLUSIONI

Viste le analisi eseguite in questo elaborato si può concludere che il codice di calcolo creato tramite la formulazione analitica proposta da Carpinteri analizza, con buona approssimazione, il comportamento strutturale. Si notano lievi differenze negli spostamenti. Come si è detto, il codice considera l'edificio come composto da una serie di telai separati, comportamento accettabile in quanto nel Grattacielo della RAI sono presenti telai principali e telai secondari. Invece nel modello numerico creato tramite il software FEM viene considerato l'edificio tridimensionale nel suo complesso. Quindi il codice analitico di calcolo è consigliato per uno studio di un edificio nella fase preliminare, per avere un'idea del comportamento strutturale.

Inoltre, il codice di calcolo fornisce dati più approfonditi nei riguardi dei setti presenti, definendo le reazioni interne ad essi, includendo anche il Momento Torcente Secondario alla Vlasov, infine in output si trovano tutti quei dati utili ad un calcolo tensionale come fatto nel presente elaborato.

Nella definizione dei due modelli si sono riscontrate notevoli differenze nel numero di gradi di libertà e quindi al numero di incognite. Nel codice analitico vi sono tre gradi di libertà per ogni piano, quindi 57, invece nel modello FEM si procede con l'inserimento di 1148 nodi, ognuno dei quali ha sei gradi di libertà per un totale di 6888 gradi di libertà con altrettante equazioni da risolvere, creando una differenza dell'ordine di 10^2 .

Come detto in precedenza i tempi computazionali sono notevolmente differenti poiché il modello creato tramite il software FEM è composto da 1148 nodi, 2336 elementi e 4445 aree. Nel codice di calcolo creato presso il Politecnico di Torino tramite la formulazione di Carpinteri, invece, i tempi computazionali sono immediati. Inserendo i dati l'analisi risulta completata in pochi secondi.

9. BIBLIOGRAFIA

1. AMRL_FotoRai_1_3_Moncalvo, AMRL_FotoRai_2Moncalvo, MRL_RAI_f250_39585a, MRL_237_RAI_1960dic19_ (3). Politecnico di Torino, Biblioteca Centrale di Architettura “Roberto Gabetti”, Sezione Archivi, Fondo “Domenico Morelli”.
2. Rai TV Centre. The Skyscraper center. Global Tall Building Database of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat. (2020). <http://www.skyscrapercenter.com>
3. A. Carpinteri, A., G. Lacidogna, B. Montrucchio, S. Cammarano, The effect of the warping deformation on the structural behaviour of thin-walled open section shear walls, *Thin-Walled Structures*, 84, (2014), pp. 335–343.
4. A. Carpinteri, G. Lacidogna, and G. Nitti, Open and closed shearwalls in high-rise structural systems: Static and dynamic analysis, *Curved Layer Structure*, (2016), pp. 154-171.
5. A. Carpinteri, G. Lacidogna, S. Cammarano, Conceptual design of tall and unconventionally shaped structures: A handy analytical method, *Advances in Structural Engineering*, 17, (2014), pp. 757– 773.
6. A. Carpinteri, G. Lacidogna, S. Cammarano, Structural analysis of high-rise buildings under horizontal loads: A study on the Intesa Sanpaolo Tower in Turin, *Engineering Structures*, 56, (2013), pp. 1362–1371.
7. A. Carpinteri, G. Lacidogna, S. Puzzi, A global approach for three dimensional analysis of tall buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 19 (2010), pp. 518–536.

8. A. Carpinteri, M. Corrado, G. Lacidogna, S. Cammarano, Lateral load effects on tall shear wall structures of different height, *Structural Engineering and Mechanics* 41, (2012), pp. 313–337.
9. A. Coull, A.W Irwin, Analysis of load distribution in multi-storey shear wall structures, *Structural Engineering*, 48, (1970), pp. 201– 306.
10. A. Coull, B. Bose, Simplified Analysis of Frame – Tube Structures, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 101-11, (1975), 2223–2240.
11. A. Dutta, R. Hamburger, and S.T. Bono, Performance Based Analysis of a Historic High Rise Building, *The Open Construction & Building Technology Journal*, (2012), pp. 278-290.
12. A. Rutenberg, A.C. Heidebrecht, Approximate analysis of asymmetric wall-frame structures, *Building Science*, 10, (1975), pp. 27– 35.
13. A.C. Heidebrecht, and D. Swift, Analysis of asymmetrical coupled shear walls, *Journal of the Structural Division*, (1971), pp. 1407-1422.
14. A.C. Heidebrecht, B. Stafford Smith, Approximate analysis of tall wall-frame structures, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 99, (1973), pp. 199-221.
15. A.K.H. Kwan, Simple Method for Approximate Analysis of Framed Tube Structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120-4, (1994), pp. 1221-1239.
16. Al. Carpinteri, An. Carpinteri. Lateral loading distribution between the elements of a three-dimensional civil structure, *Computers and Structures*, (1985), pp. 563-580.
17. B. Stafford Smith, and A. Coull, Tall building structures: Analysis and Design, Wiley: CRC Press, (1991).
18. B.S. Taranath, Structural Analysis and Design of Tall Buildings: Steel and Composite Construction, CRC Press, New York, (2011).

19. M. Capurso, Sul calcolo dei sistemi spaziali di controventamento, parte 1. *Giornale del Genio Civile*, Fasc. (1981), 1-2-3, pp. 27-42.
20. D. Capuani, M. Savoia, and F. Laudiero, Continuum model for analysis of multiply connected perforated cores, *Journal of Engineering Mechanics*, (1994), pp. 1641-1660.
21. F.A. Johann, Impact of structural design criteria on the comfort assessment of tall buildings, *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, (2018), pp. 231-248.
22. F.K.E.C. Mortelmans, G.P.J.M. De Roeck, D.A. Van Gemert, Approximate method for lateral load analysis of high-rise buildings, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 107, (1981), pp. 1589– 1610.
23. F.R. Khan, J.A. Sbarounis, Interaction of shear walls and frames, *Journal of the Structural Division*, Proceedings of ASCE, 90 ST3, (1964), pp. 285–335.
24. F.R. Khan, Tubular structures for tall buildings, *Handbook of Concrete Engineering*, Van Nostrand Reinhold Co, New York, (1974).
25. G. Lacidogna, Tall buildings: Secondary effects on the structural behaviour, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, (2017), pp. 391-405.
26. G. Nitti, G. Lacidogna and A. Carpinteri, Structural Analysis of High-rise Buildings under Horizontal Loads: A Study on the Piedmont Region Headquarters Tower in Turin, *The Open Construction & Building Technology Journal*, (2019).
27. G. Nitti, G. Lacidogna, and A. Carpinteri, Tall buildings subjected to horizontal loading: Analysis of two case studies by an in-house numerical code, Proceedings of the 23rd Conference of the Italian Association of Theoretical and Applied Mechanics, (2017), pp. 292-300.
28. Grattacielo Rai. Fotografia di Fabrizia Di Rovasenda, (2010). © MuseoTorino.
<http://www.museotorino.it/view/s/36ce37a6a4514c749268cd20d25399c2>

29. H. Wagner, W. Pretschner, Torsion and buckling of open sections, *NACA Technical Memorandum*, (1936).
30. H.S. Kim, D.G.Lee, Analysis of shear wall with openings using super elements, *Engineering Structures*, 25, (2003), pp. 981–991.
31. J. Gluck, and M. Krauss, Stress analysis of group of interconnected thin-walled cantilevers, *Journal of the Structural Division*, (1973), pp. 2143-2165.
32. J. Lee, M. Bang, J.Y. Kim, An analytical model for high-rise wall-frame structures with outriggers, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 17, (2008), pp. 839–851.
33. J.C.D. Hoenderkamp, H. Snijder, Approximate analysis of highrise frames with flexible connections, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 9, (2000), pp. 233–248.
34. J.J. Connor, C.C. Pouangare, Simple model for design of framed tube structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117, (1991), pp. 3623–3644.
35. K. Kolozvari, V. Terzic, R. Miller, and D. Saldana, Assessment of dynamic behavior and seismic performance of a high-rise rc coupled wall building, *Engineering Structures*, (2018), pp. 606-620.
36. K.B. Bozdogan, Free vibration analysis of asymmetric shear wallframe buildings using modified finite element-transfer matrix method, *Structural Engineering and Mechanics*, (2013), pp. 1-17.
37. K.B. Bozdogan, and D. Ozturk, Free Vibration Analysis of the Tubein-Tube Tall Buildings with the Differential Transform Method, *Advances in Structural Engineering*, (2014), pp. 1271-1279.
38. M. Bosco, A. Ghersi, E.M. Marino, and P.P. Rossi, Prediction of the Seismic Response of Steel Frames with Concentric Diagonal Bracings, *The Open Construction & Building Technology Journal*, (2013), pp. 118-128.

39. M. Capurso, Sul calcolo delle travi in parete sottile in presenza di forze e distorsioni, *La ricerca Scientifica*, 6, (1964), pp. 213–241.
40. M. Ferraioli, A.M. Avossa, and A. Mandara, Assessment of Progressive Collapse Capacity of Earthquake-Resistant Steel Moment Frames Using Pushdown Analysis, *The Open Construction & Building Technology Journal*, (2014), pp. 324-336.
41. M.C. Stamato, and E. Mancini, Three-dimensional interaction of walls and frames, *Journal of Structural Engineering*, (1973), pp. 2375-2390.
42. M.D. Burton, K.C.S. Kwok, and A. Abdelrazaq, Wind-Induced Motion of Tall Buildings: Designing for Occupant Comfort, *International Journal of High-Rise Buildings*, (2015), pp. 1-8.
43. O. Pekau, L. Lin, and Z.A. Zielinski, Static and dynamic analysis of tall tube-in-tube structures by finite story method, *Engineering Structures*, (1996), pp. 515-527.
44. O. Pekau, Z.A. Zielinski, and L. Lin, Displacements and frequencies of tall building structures by finite story method, *Computers & Structures*, (1995), pp. 1-13.
45. R. Avini, P. Kumar, and S.J. Hughes, Wind loading on high-rise buildings and the comfort effects on the occupants, *Sustainable Cities and Society*, (2019), pp. 378-394.
46. R. Rahgozar, A. R. Ahmadi, M. Ghelichi, Y. Goudarzi, M. Malekinejad, P. Rahgozar, Parametric stress distribution and displacement functions for tall buildings under lateral loads, *Structural design of tall and special buildings*, 23, (2014), pp. 22– 41.
47. R. Rosman, Approximate analysis of shear walls subjected to lateral loads, *ACI Structural Journal*, (1964), pp. 717-732.
48. R.D.J.M. Steenbergen, J. Blaauwendraad, Closed-form super element method for tall buildings of irregular geometry, *International Journal of Solids and Structures*, (2007), pp. 5576–5597.

49. S. Mahmoud, Horizontally connected high-rise buildings under earthquake loadings, *Ain Shams Engineering Journal*, (2019), pp. 227-241.
50. S. Park, E. Simiu, and D. Yeo, Equivalent static wind loads vs. database-assisted design of tall buildings: An assessment, *Engineering Structures*, (2019), pp. 553-563.
51. S. Swaddiwudhipong, S. Piriyaakontorn, Y. Lim, and S. Lee, Analysis of tall buildings considering the effect of axial deformation by the Galerkin method, *Computers & Structures*, (1989), pp. 1363-1369.
52. S. Timoshenko, Theory of bending, torsion and buckling of thin walled members of open section, *Journal of the Franklin Institute*, 239, N. 3,4,5 (1945).
53. S. Timoshenko, Theory of Elastic Stability (1st ed.), McGraw-Hill Book Company Inc., New York, (1936).
54. S.A. Meftah, A. Tounsi, A.B. El-Abbas, A simplified approach for seismic calculation of a tall building braced by shear walls and thin-walled open section structures, *Engineering Structures*, (2007), pp. 2576–2585.
55. T. Von Karman, C. Wei-Zang, Torsion with variable twist, *Journal of the Aeronautical Science*, 13, 503, (1946).
56. The Editors of Encyclopaedia Britannica. (2020). *William Le Baron Jenney*. <https://www.britannica.com/>
57. Un nuovo palazzo a Torino. La sede della RAI in via Cernaia. G&P, Torino, (1968).
58. Vlasov V. Thin Walled Elastic Beams (2nd ed.). (Jerusalem, Israeli Program for Scientific Translation) US Science Foundation: Washington, (1961).
59. W.K. Tso, and J.K. Biswas, General analysis of non-planar coupled shear walls, *J. Struct. Div.*, vol. 99, (1979), pp. 365-380
60. W.P. Howson, Global analysis: back to future, *Journal of Structural Engineering*, (2006), pp. 18-21.

61. X. Ji, D. Liu, and C. Molina Hutt, Seismic performance evaluation of a high-rise building with novel hybrid coupled walls, *Engineering Structures*, (2018), pp. 216-225.
62. X.Z. Lu, L.L. Xie, C. Yu, X. Lu, Development and application of a simplified model for the design of a super-tall mega-braced frame-core tube building, *Engineering Structures*, (2016), pp. 116–126.
63. X.Z. Lu, L.L. Xie, H. Guan, Y.L. Huang, X. Lu, A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees, *Finite Elements in Analysis and Design*, (2015), pp. 14–25.
64. Y. Zhou, P. Chen, C. Wang, L. Zhang, and L. Lu, Seismic performance evaluation of tall, multitower reinforced concrete buildings with large bottom podiums, *Structural Concrete*, (2017), pp. 1591-1607.
65. Z.P. Bazant, and M. Christensen, Continuous Approximation of Large Regular Frameworks and the Problems of a Substitute Frame, *Symposium on Response of Buildings to Lateral Forces*, American Concrete Institute Special Publication, (1972), pp. 257-280.

NORMATIVA

66. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018
67. Norma CNR - DT 207/2008, “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”