

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE

D.I.C.A.M.

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E DEI MATERIALI

TESI DI LAUREA

in

Progetti di Strutture LS

**CONTROLLO DELLE VIBRAZIONI INDOTTE DAL VENTO SU ALTI EDIFICI CON
STRUTTURA DIAGRID MEDIANTE DISSIPATORI VISCOELASTICI**

CANDIDATO

Musacchi Andrea

RELATORE

Chiar.mo prof.

Savoia Marco

CORRELATORE/CORRELATORI

Ing. Anna Saetta

Ing. Loris Vincenzi

Ing. Massimiliano Lazzari

Anno Accademico 2010/2011

Sessione II

INDICE

Introduzione	pag. 1
1. Alti edifici e strutture DiaGrid	
1.1. Tipologie di strutture per alti edifici e caratteristiche costruttive	pag.2
1.1.1. Strutture a telaio rigido	pag.13
1.1.2. Strutture con controventi reticolari	pag.16
1.1.3. Strutture a pareti di taglio	pag.21
1.1.4. Strutture a nucleo	pag.33
1.1.5. Strutture accoppiate parete-telaio	pag.35
1.1.6. Strutture a mensola	pag.37
1.1.7. Strutture tubolari	pag.43
1.1.8. Strutture DiaGrid	pag.56
1.2. Effetti dei fenomeni lenti nel calcestruzzo e della temperatura	
1.2.1. Fenomeni lenti nel calcestruzzo	pag.64
1.2.2. Effetti dei fenomeni lenti sulle strutture	pag.64
1.2.3. Effetti della temperatura sulle strutture	pag.65
1.2.4. Limitazione degli effetti dei fenomeni lenti e della temperatura	pag.66
1.3. Caratteristiche costruttive dei sistemi DiaGrid	
1.3.1. Comportamento statico delle strutture DiaGrid	pag.72
1.3.2. Criterio di Pre-dimensionamento di sistemi DiaGrid	pag.98
1.3.3. Risposta dinamica a sisma e vento (cenni)	pag.110
2. Modellazione del vento e generazione storie di vento	
2.1. Origine e struttura del vento	pag.114
2.2. Velocità media del vento	pag.117
2.3. Componente turbolenta di velocità	pag.119
2.4. Correlazione spaziale della turbolenza	pag.123
2.5. Test sul segnale ottenuto	pag.126
2.6. Weighted amplitude wave superposition (W.A.W.S.)	pag.127
2.7. Generazione di storie di vento turbolento	Pag.130

3. Sistemi di dissipazione dell'energia: i dissipatori ViscoElastici	
3.1.Lo smorzamento nelle strutture civili (cenni)	pag.133
3.2.I materiali viscoelastici	pag.135
3.3.I dissipatori viscoelastici	pag.149
3.4.Modelli viscoelastici a derivate frazionarie (cenni)	pag.159
3.5.Modellazione dei dispositivi viscoelastici in Straus7	pag.161
4. Applicazione di dispositivi V-E su struttura DiaGrid	
4.1.Descrizione del caso di studio	pag.165
4.2.Materiali utilizzati e valori di progetto	pag.167
4.3.Analisi dei carichi	pag.170
4.3.1. Modellazione del carico statico da vento	pag.172
4.3.2. Modellazione del carico dinamico da vento	pag.175
4.3.3. Modellazione carichi accidentali da destinazione d'uso e da neve	pag.176
4.4.Analisi struttura senza dissipatori	pag.178
4.4.1. Analisi statica	pag.178
4.4.2. Analisi modale	pag.182
4.4.3. Analisi dinamica lineare transitoria	pag.185
4.5.Analisi struttura con dissipatori verticali	pag.191
4.5.1. Progetto e disposizione dei dissipatori	pag.191
4.5.2. Analisi statica	pag.194
4.5.3. Analisi modale	pag.198
4.5.4. Analisi dinamica lineare transitoria con una Wind History ...	pag.201
4.5.5. Analisi dinamica lineare transitoria con 15 Wind History	pag.204
4.6.Analisi struttura con dissipatori diagonali	pag.207
4.6.1. Progetto e disposizione dei dissipatori	pag.207
4.6.2. Analisi statica	pag.208
4.6.3. Analisi modale	pag.212
4.6.4. Analisi dinamica lineare transitoria con una Wind History ...	pag.215
4.6.5. Analisi dinamica lineare transitoria con 15 Wind History	pag.218
5. Conclusioni	pag.221

Appendice A SCRIPTS	pag.225
Appendice A.1 Generazione storie di vento turbolento	pag.225
Appendice A.2 Verifica correttezza della simulazione di vento turbolento	pag.228
Appendice A.3 Funzione di autocorrelazione e spettri ricalcolati ...	pag.229
Appendice B STORIE DI VENTO TURBOLENTO	pag.238
Appendice B.1 Storie di vento turbolento	pag.238
Appendice B.2 Spettri e funzioni di autocorrelazione	pag.246
Appendice B.3 Cross-Spettri e funzioni di cross-correlazione	pag.247
APPENDICE C – NORMATIVA CNR-DT 207/2008	pag.250

Introduzione

Gli alti edifici costituiscono oggi una categoria strutturale sempre più usata in ambito urbano, data la razionalizzazione di spazio che permettono e il pregio architettonico che conferiscono all'area urbana nella quale vengono inseriti.

Tali strutture presentano innumerevoli pregi ma certe peculiarità che comportano il non poter prescindere da studi ingegneristici particolarmente sofisticati ed eseguiti, a volte, ad hoc, per interpretarne il comportamento, specialmente in campo dinamico sotto le azioni sismiche e soprattutto eoliche.

Se gli edifici ordinari, bassi e molto rigidi, sono in genere vulnerabili al sisma dato il loro periodo di vibrazione ridotto, gli alti edifici (costituiti per definizione da più di 10 piani) in seguito alla loro maggiore snellezza (e quindi deformabilità) risultano più vulnerabili all'azione del vento, dato il loro ben più alto periodo di vibrazione.

Nel presente lavoro di Tesi ci si è proposti, su queste basi, di studiare un certo tipo di alto edificio con struttura Diagrid, principalmente sotto l'azione del vento.

Dopo aver introdotto il comportamento statico della particolare struttura in oggetto, si è proseguito con la modellazione dell'azione eolica cercando di ottenere un profilo della forzante variabile lungo l'altezza e discosto, quindi, dal tradizionale profilo logaritmico presente nelle Normative CNR ed Eurocodice 1.

Inoltre viene proposta una innovativa disposizione di sistemi dissipativi viscoelastici per mitigare le vibrazioni indotte dall'azione eolica ed eventualmente dall'azione sismica.

1. Alti edifici e strutture DiaGrid

1.1. TIPOLOGIE DI STRUTTURE PER ALTI EDIFICI E CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

Per la realizzazione di alti edifici le tipologie strutturali in uso nel corso del tempo si sono modificate verso un approccio teso alla razionalizzazione delle materie prime e all'utilizzo di materiali che consentono un maggiore risparmio energetico. Ciò ha comportato, unitamente ai progressi tecnologici in fatto di rigidità e resistenza dei materiali, un progressivo aumento della snellezza degli elementi strutturali impiegati e quindi la necessità di continue evoluzioni nella loro composizione all'interno dell'edificio.

Lo sviluppo degli alti edifici nel corso della storia è un processo continuo che va spesso di pari passo con la loro evoluzione architettonica. La diffusione di questa tipologia di edifici è concentrata prevalentemente nei Paesi dell'America Settentrionale, dell'Europa e dell'Asia ma la concentrazione degli stessi ha subito cambiamenti negli ultimi anni. Nella tabella 1.1 la situazione nel 1982 e nella tabella 1.2 quella nel 2006.

Tabella 1.1 Distribuzione alti edifici nel mondo nel 1982

REGION	COUNTRIES (No.)	PERCENT (%)	BUILDINGS (No.)
North America	4	48,9	1701
Europe	35	21,3	742
Asia	35	20,2	702
South America	13	5,2	181
Australia	2	1,6	54
Middle East	15	1,5	51
Africa	41	1,3	47
Mid-America	20	0,1	4

Tabella 1.2 Distribuzione alti edifici nel mondo nel 2006

REGION	COUNTRIES (No.)	PERCENT (%)	BUILDINGS (No.)
Asia	20	32,2	35016
North America	18	23,9	26053
Europe	20	23,7	25809
South America	10	16,6	18129
Oceania	7	2,6	2839
Africa	20	1	1078
Total	95		108924

In queste nazioni l'evoluzione dei grattacieli è stata più o meno uniforme ed è passata, dalla loro nascita verso la fine dell'Ottocento in seguito alla scoperta della prefabbricazione dell'acciaio e alla scoperta del calcestruzzo armato, attraverso i telai a nodi rigidi, le strutture a tubo, a nucleo e travi di bilanciamento, fino ad arrivare all'ultimo stadio di questa evoluzione: le strutture DiaGrid. Si può notare, osservando la figura 1.1 l'andamento nel corso dell'ultimo secolo della destinazione d'uso degli edifici di nuova realizzazione, che gli edifici ad uso commerciale hanno avuto un'esplosione negli ultimi 30 anni, rendendo di fatto indispensabile almeno nelle metropoli la costruzione di grattacieli prevalentemente ad uso uffici.

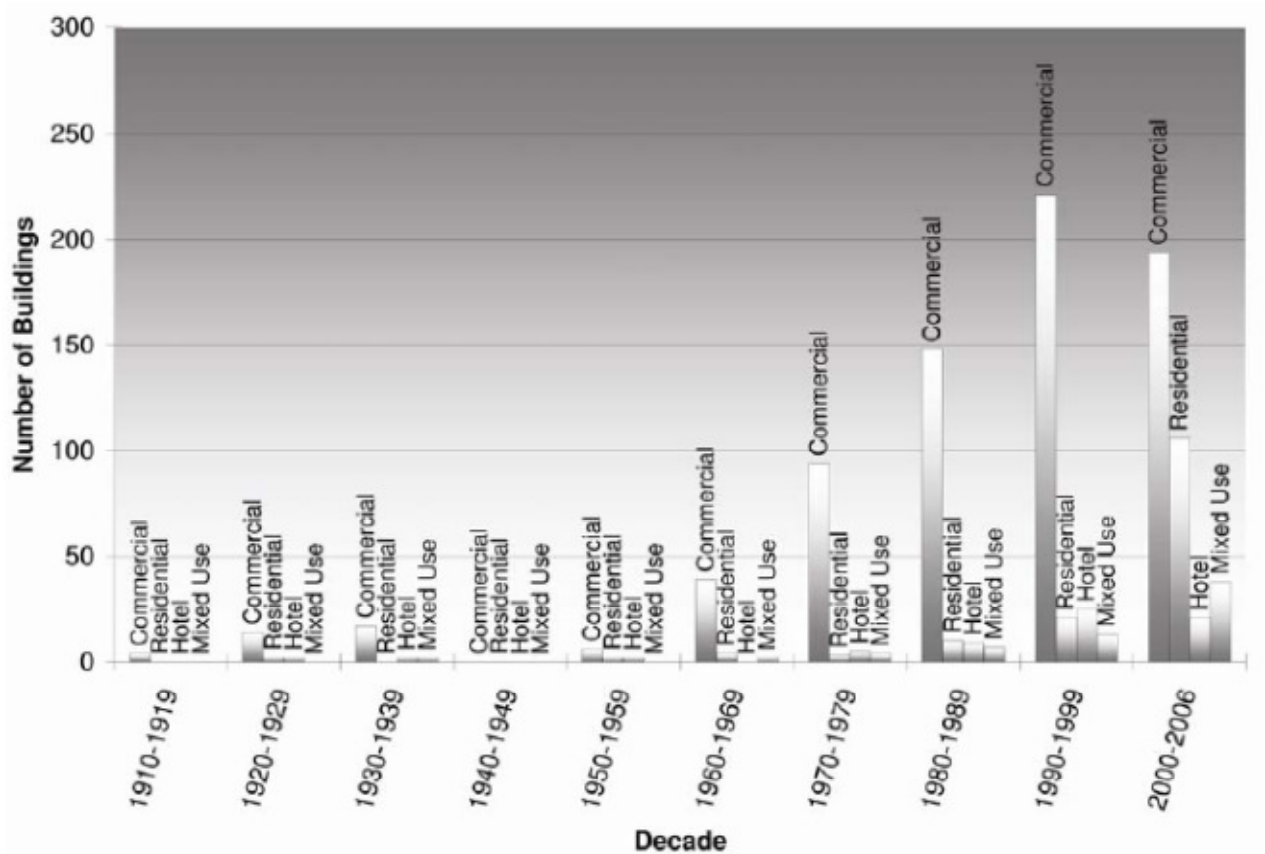


Fig. 1.1 Destinazione d'uso di alti edifici

Requisiti non strutturali

Nella scelta del sistema strutturale di un edificio alto uno dei fattori di maggiore importanza è la destinazione d'uso dell'edificio.

Edifici destinati ad ospitare uffici necessitano di ampi spazi che possano essere suddivisi mediante pareti divisorie in posizioni modificabili in funzione delle necessità dei proprietari. Questo significa che gli elementi strutturali devono essere collocati preferibilmente lungo il perimetro dell'edificio e, internamente, intorno al vano scale/ascensore.

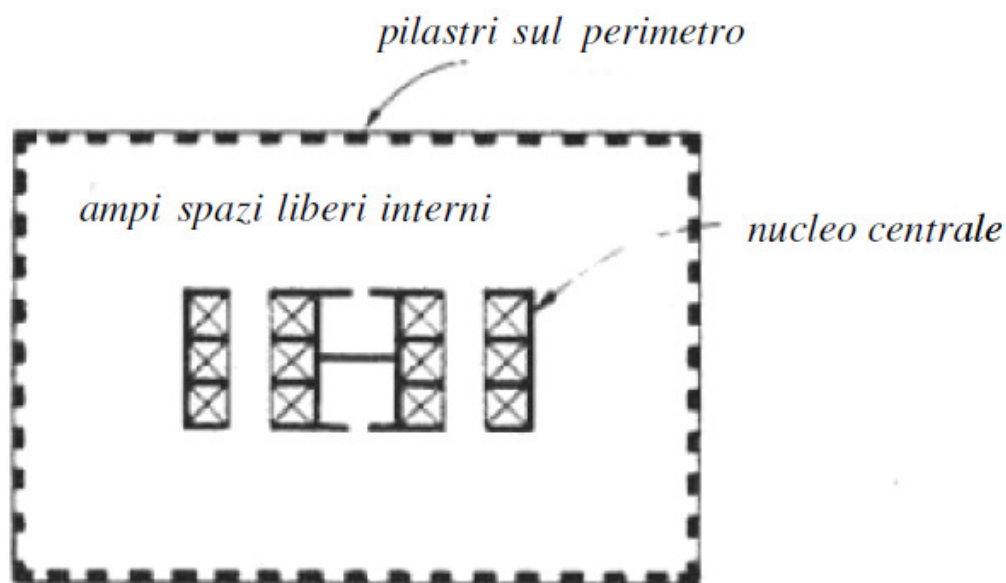


Fig. 1.2 Organizzazione spaziale interna di un grattacielo ad uso uffici

Gli impianti devono essere collocati in orizzontale in corrispondenza di ciascun piano ed in genere vengono nascosti mediante controsoffitti. Naturalmente questo richiede una maggiore altezza di interpiano che tipicamente negli uffici si aggira intorno a 3.5m.

Edifici destinati ad ospitare abitazioni o alberghi hanno una distribuzione interna che in generale è permanente e si ripete a tutti i piani. In questo caso gli elementi verticali possono essere distribuiti su tutta la pianta.

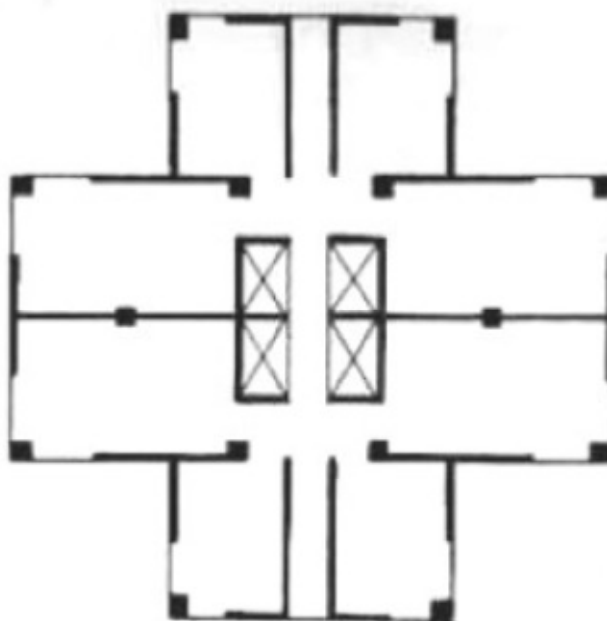


Fig. 1.3 Organizzazione spaziale interna di un grattacielo ad uso abitativo

Gli impianti possono correre in verticale lungo i pilastri o le pareti oppure, se è necessario disporli in orizzontale, si possono definire dei percorsi in zone limitate nelle quali si realizzano dei controsoffitti. Ad eccezione di queste zone quindi l'altezza di interpiano di un edificio di questo tipo può aggirarsi intorno a 2.7m. Questo implica che un edificio di 40 piani destinato a residenza ha un'altezza inferiore ad un edificio di 40 piani destinato ad uffici.

Requisiti strutturali

La funzione principale della struttura deve essere quella di rispondere alle azioni esterne verticali ed orizzontali con sufficiente resistenza e sufficiente rigidità. Tali requisiti devono essere soddisfatti nella maniera più economica possibile ossia il progetto deve essere "efficiente".

Un miglioramento dell'efficienza nel resistere alle azioni verticali può essere ottenuto utilizzando materiali più leggeri e più resistenti possibili ma, dal punto di vista della scelta dello schema strutturale, non ci sono molte possibilità alternative ed innovative.

La ricerca di soluzioni efficienti nell'assorbire le azioni orizzontali ha invece condotto nel corso degli anni a mettere a punto soluzioni strutturali innovative che hanno reso possibili altezze sempre maggiori degli edifici. I primi edifici alti furono realizzati in acciaio, materiale che ha un elevato rapporto resistenza/peso e risulta appropriato qualunque sia l'altezza dell'edificio, consentendo luci elevate ed una maggiore rapidità di messa in opera; da questo punto di vista, si è potuta perseguire una riduzione dei costi. Gli svantaggi delle strutture in acciaio risiedono nella necessità di realizzare una protezione dalla ruggine e dal fuoco e di richiedere la realizzazione di costosi nodi rigidi e/o controventi diagonali, per fornire la rigidità necessaria.

Il calcestruzzo armato è diventato un materiale utilizzato per gli edifici alti solo circa 20 anni dopo l'acciaio. Il vantaggio di questo materiale risiede nella sua intrinseca rigidità che limita i costi dei nodi rigidi o delle pareti di taglio. I primi edifici in cemento armato furono realizzati con uno schema a telaio e quindi con altezze massime di 20-25 piani. La messa a punto di calcestruzzi ad elevata resistenza e di schemi strutturali innovativi ha consentito di raggiungere oggi altezze molto più elevate.

Nel 1969 Fazlur Khan ha classificato le tipologie di strutture per alti edifici separando gli edifici in acciaio, sopra nella figura 1.4, dagli edifici in calcestruzzo armato, sotto nella figura 1.4, in funzione dell'altezza:

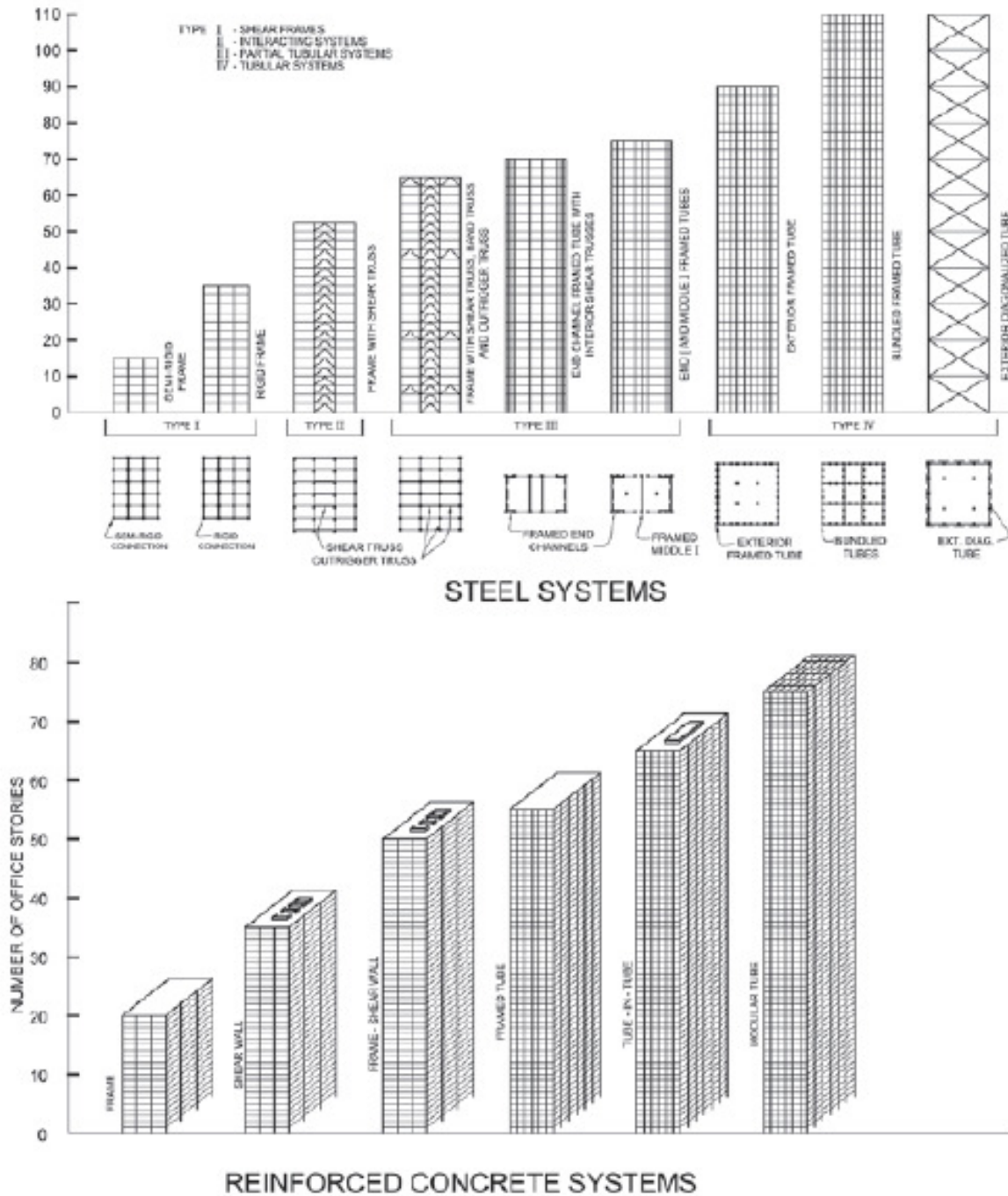


Fig. 1.4 Tipologie strutturali per alti edifici in acciaio ed in calcestruzzo armato

Comportamento di un edificio alto soggetto a forze orizzontali

Rispetto alle azioni orizzontali un edificio alto si comporta essenzialmente come una mensola verticale.

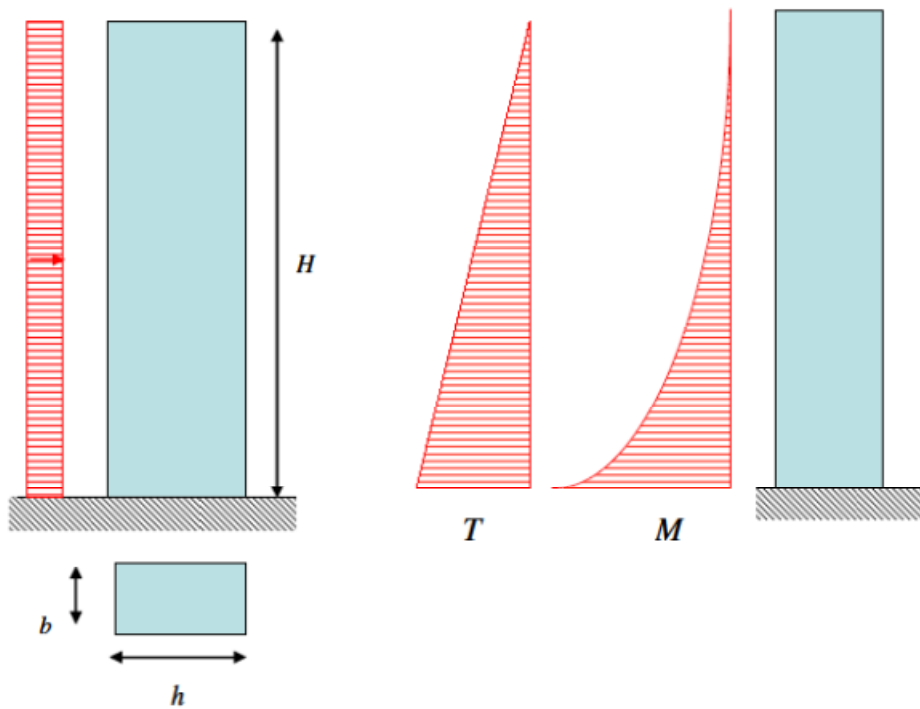


Fig. 1.5 Schema strutturale semplificato di un alto edificio e comportamento approssimativo sotto azioni orizzontali

Quando l'edificio è soggetto ad una forza orizzontale si comporta come una mensola a incastrata alla base soggetta a flessione e taglio:

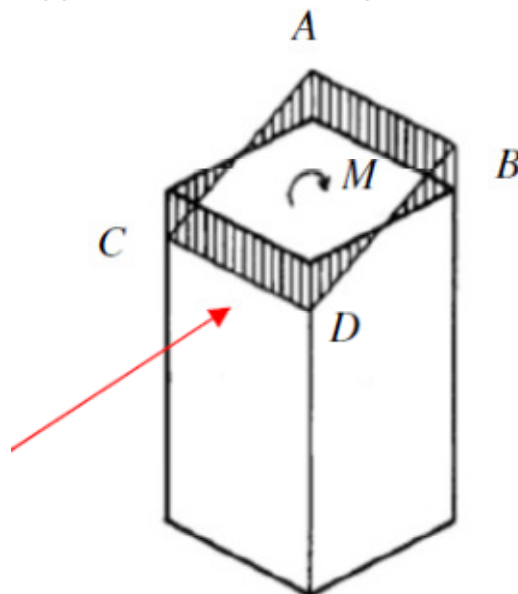


Fig. 1.6 Azioni interne per una mensola tubolare incastrata alla base

La flessione induce sforzi di trazione e compressione sugli elementi verticali (pilastri o pareti) che si trovano da parti opposte rispetto all'asse neutro. Considerando la direzione della forza in figura, i pilastri che si trovano sulla facciata AB saranno compressi, quelli che si trovano sulla facciata CD saranno tesi. Gli elementi sulle facciate AC e BD saranno soggetti a trazione e compressione a seconda della loro posizione rispetto all'asse neutro. La distribuzione teorica delle tensioni, *valida nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane*, è lineare come mostrato in figura. In tale ipotesi le tensioni normali massime (nei punti ABCD) sono fornite dalla formula di Navier:

$$\sigma = \frac{M}{I} y_{max} \quad (1.1)$$

ossia sono proporzionali al momento flettente M ed inversamente proporzionali al momento di inerzia I della sezione trasversale.

Al crescere delle tensioni crescono le deformazioni della mensola e crescono gli spostamenti orizzontali ai vari piani.

Lo spostamento orizzontale alla sommità di una mensola soggetta ad un carico distribuito è:

$$u = \frac{ql^4}{8EI} \quad (1.2)$$

A parità di azione esterna (ossia di q ed M), sia le tensioni sia gli spostamenti sono tanto più bassi quanto maggiore è il momento di inerzia della sezione trasversale I ossia quanto maggiore è l'altezza h della sezione.

La sezione trasversale di un edificio è costituita dall'insieme delle sezioni trasversali degli elementi verticali che, se adeguatamente connessi si comportano come un corpo rigido e quindi formano un'unica sezione. Quindi per ottenere l'incremento del momento di inerzia della sezione trasversale bisogna:

- a) Collocare i pilastri sul perimetro della pianta in modo da aumentare l'altezza h .
- b) Collegare tra loro gli elementi verticali (pilastri, pareti, nuclei in c.a.) nel piano orizzontale in modo tale che, invece di funzionare come mensole indipendenti l'una dall'altra e che si inflettono ciascuna in funzione della propria rigidità, funzionino come un'unica sezione di maggiore inerzia rispetto alla somma delle inerzie dei singoli elementi.



Fig. 1.7 Disposizione dei pilastri in pianta per un alto edificio a struttura tubolare

Come si è detto la formula di Navier, che indica un'andamento lineare delle tensioni normali lungo l'altezza della sezione trasversale, vale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Nella realtà tale ipotesi si discosta dalla realtà e in misura maggiore per elementi snelli. La distribuzione delle tensioni che si ha in una trave snella è più vicina a quella rappresentata nella figura 1.8 che mostra un andamento non lineare delle tensioni normali sulle facce parallele alla direzione della forza con un incremento in corrispondenza degli spigoli ed una riduzione in corrispondenza delle zone più lontane dagli spigoli.

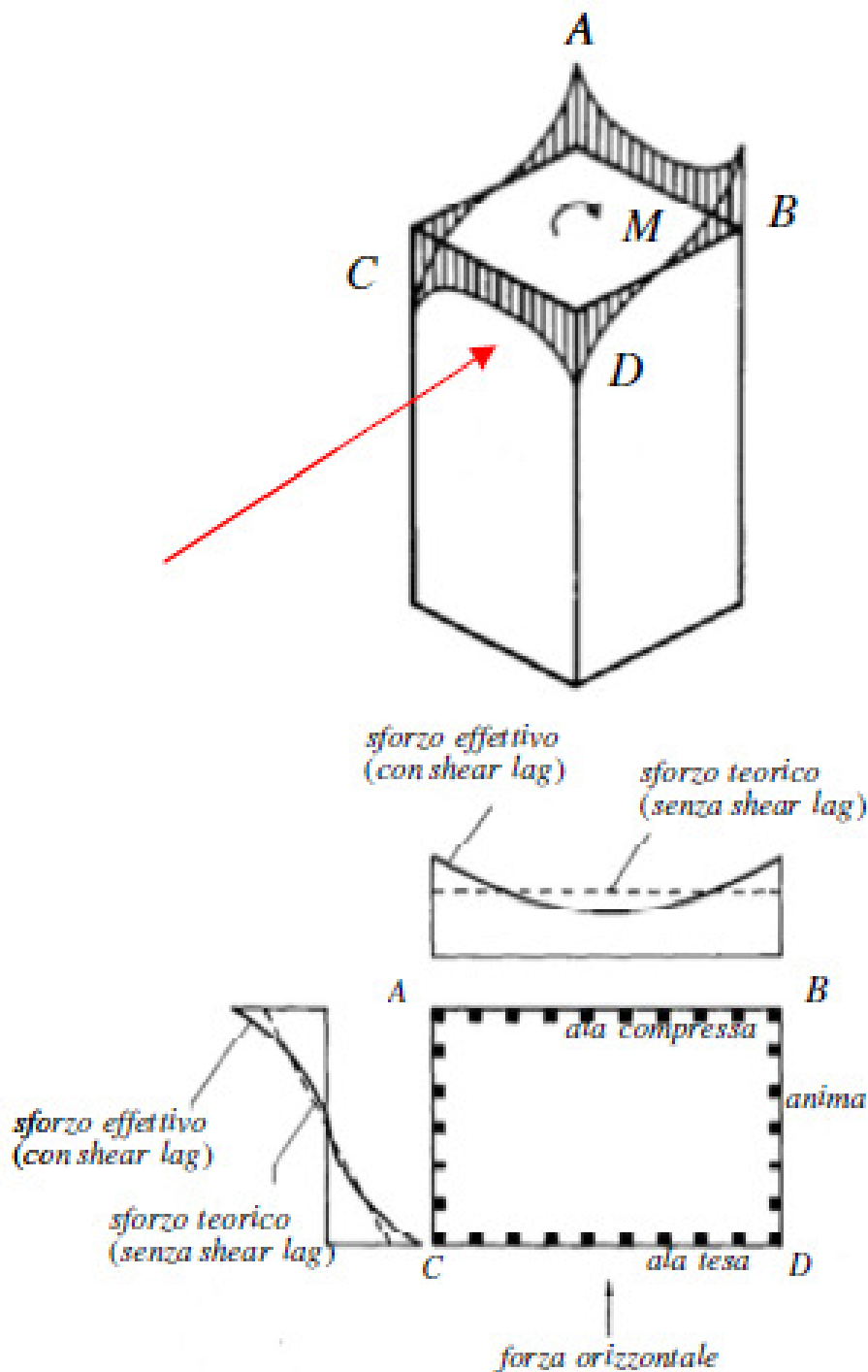


Fig. 1.8 Effetto di shear lag in alti edifici sottoposti ad azioni orizzontali

La circostanza che le tensioni crescano verso gli spigoli e si riducano verso la mezzeria di ciascuna faccia dipende dalla deformabilità delle travi di piano (AB, CD, AC, BD). In corrispondenza degli spigoli A e B la compressione indotta dal momento esterno provoca un accorciamento della colonna in B e quindi un abbassamento dell'estremo B della trave di piano AB. Se la trave AB fosse infinitamente rigida

manterrebbe la forma rettilinea e quindi si abbasserebbe determinando un accorciamento uniforme di tutti i pilastri che si trovano sulla facciata AB.

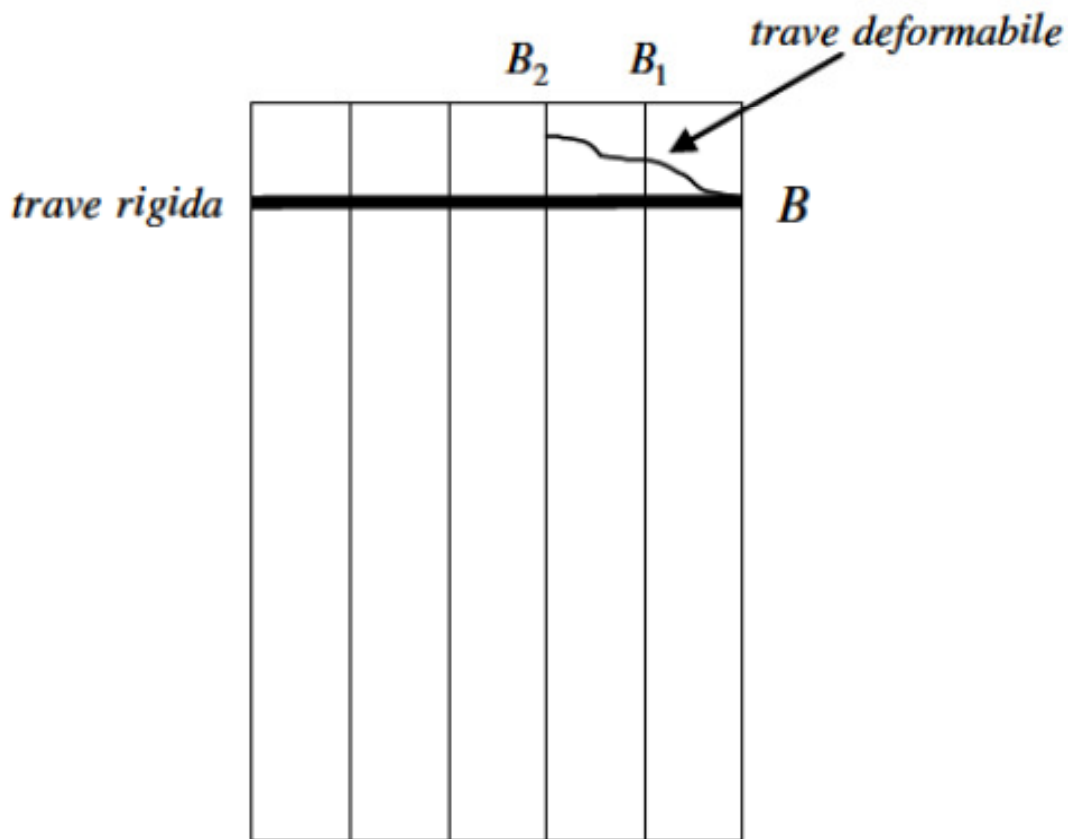


Fig. 1.9 Deformazione flessionale delle travi di bordo

In realtà la trave AB è deformabile e quindi si deforma trasmettendo al pilastro B1 (vicino a quello in B), un accorciamento inferiore a quello del pilastro in B. Con un meccanismo analogo il pilastro in B1 trasmette l'accorciamento al pilastro in B2 fino ad arrivare alla mezzeria del pannello d'anima. A causa della inflessione delle varie campate della trave AB, i pilastri risultano via via meno deformati (e quindi meno compressi) andando da quello d'angolo B verso quello in mezzeria. La variazione di accorciamento e quindi di azione assiale nei pilastri sarà tanto maggiore quanto maggiore è la deformabilità della trave AB. Insieme all'accorciamento si riduca anche l'azione assiale nei pilastri andando verso la mezzeria della faccia AB.

Tale riduzione dell'azione assiale nei pilastri intermedi determina un incremento dell'azione assiale nelle colonne d'angolo rispetto al valore che questa avrebbe se l'azione assiale si mantenesse costante. Questo perché il momento esterno da equilibrare è lo stesso. Questa distribuzione non uniforme delle azioni assiali determina, a parità di sezione degli elementi verticali un valore del momento

resistente inferiore e quindi una minore efficienza della struttura. Questo fenomeno prende il nome di “shear lag”.

Efficienza della configurazione strutturale di un edificio alto

L'altezza massima che un edificio può raggiungere dipende dall'efficienza con cui sono utilizzati i materiali ossia dallo schema strutturale adottato. Gli schemi strutturali utilizzati per gli edifici alti sono svariati ma hanno in comune l'obiettivo di ottenere una struttura efficiente. In base a quanto descritto al paragrafo precedente l'efficienza strutturale si ottiene ponendo come obiettivi i seguenti:

- c) **Ridurre le tensioni prodotte dal momento flettente** mediante un aumento del momento di inerzia della sezione e quindi collocando gli elementi verticali (pilastri, pareti, nuclei in c.a.) sul perimetro della pianta e collegandoli nel piano orizzontale in modo tale da ottenere un'unica sezione di maggiore inerzia.
- **Limitare il fenomeno dello “shear lag”** tramite un opportuno collegamento degli elementi verticali a formare piani verticali rigidi che consentano una buona approssimazione dell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

Altre modalità per incrementare l'efficienza strutturale sono:

- **Ridurre le sollecitazioni di trazione negli elementi verticali** per evitare sia il pericolo di sollevamento delle fondazioni, sia l'insorgere di tensioni di trazione negli elementi in cemento armato. Ciò si può ottenere facendo in modo che le azioni assiali indotte dalle forze orizzontali siano assorbite dagli stessi elementi verticali che assorbono le forze verticali e cioè facendo in modo che le sollecitazioni di trazione producano una de-compressione invece che una trazione pura.
- **Sfruttare al massimo le sezioni resistenti** facendo in modo che le azioni orizzontali vengano assorbite da elementi soggetti ad azione assiale di compressione invece che a flessione.

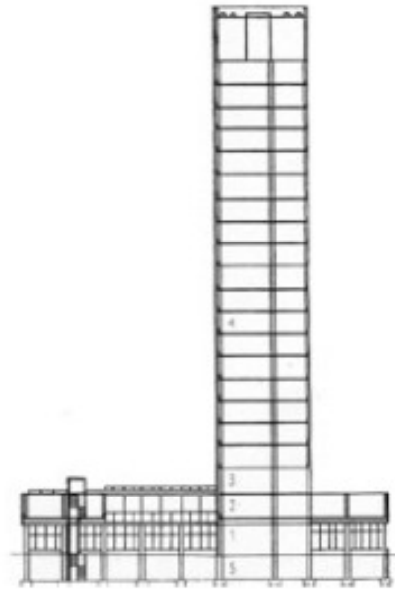
1.1.1. STRUTTURE A TELAIO RIGIDO

Le strutture a telaio rigido sono costituite da griglie a maglia quadrata formate da travi e pilastri connessi mediante nodi rigidi. I nodi rigidi a seguito della deformazione indotta dalle forze esterne mantengono invariati (in genere a 90°) gli

angoli tra gli elementi che collegano. Esempi di struttura a telaio a nodi rigidi sono la Lever House di New York, il Dailey Center di Chicago riportati in figura 1.10.



Lever House, New York, 1952, 21 piani



Dailey Center Building, Chicago, 1965, 31 piani



Fig. 1.10 Strutture a telaio rigido

Le dimensioni delle colonne sono controllate principalmente dalle forze verticali e quindi aumentano andando dalla sommità alla base dell'edificio. Le dimensioni delle travi vengono fissate in modo che il telaio presenti una rigidità sufficiente rispetto a spostamenti orizzontali. La rigidità rispetto a traslazioni orizzontali di un telaio

rigido dipende dalla rigidezza a flessione delle travi, delle colonne, dei nodi e, in telai alti, anche dalla rigidezza assiale delle colonne. In particolare la rigidezza orizzontale è proporzionale alle dimensioni delle sezioni trasversali dei pilastri e delle travi e inversamente proporzionale alla distanza tra i pilastri (cioè alle luci delle travi). Per ottenere un telaio rigido si utilizzano quindi pilastri poco spazati e travi alte.

A ciascun livello del telaio, il taglio agente è assorbito dalle colonne di quel piano. L'azione del taglio causa l'inflessione delle colonne.

I momenti applicati a ciascun nodo dalle colonne soprastante e sottostante sono equilibrati dai momenti nelle travi connesse allo stesso nodo. Anche le travi quindi si inflettono per effetto di questi momenti di estremità.

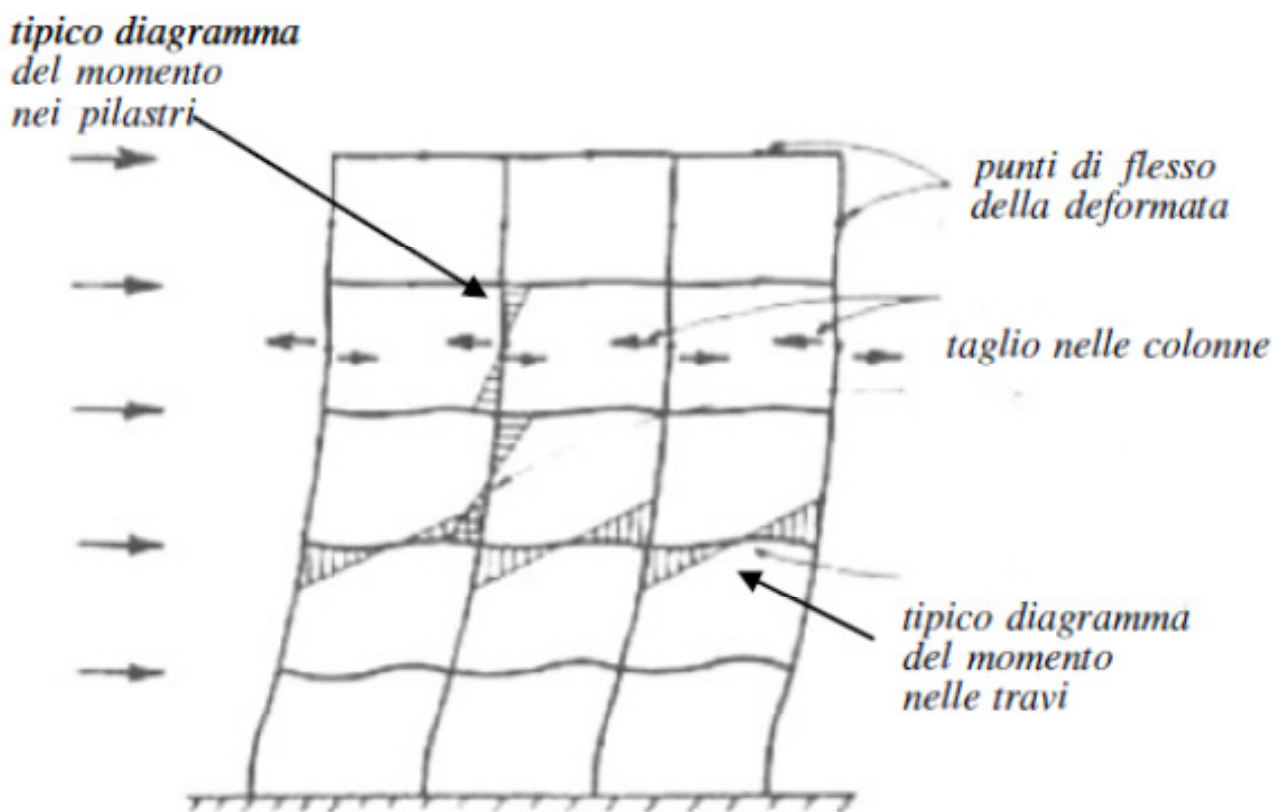


Fig. 1.11 Comportamento statico di un telaio sotto azioni orizzontali

Per effetto di queste inflessioni di travi e colonne il telaio subisce degli spostamenti orizzontali a ciascun piano che, sommandosi verso l'altro danno origine allo spostamento totale della sommità del telaio.

Il momento agente a ciascun piano del telaio è equilibrato dalla coppia risultante dalle azioni assiali nelle colonne da parti opposte del telaio. L'estensione ed accorciamento delle colonne dovuto a queste azioni assiali causa ulteriori spostamenti orizzontali del

telaio. In generale comunque questo secondo contributo non supera il 10% degli spostamenti orizzontali prodotti dal taglio tranne che in edifici molto snelli.

Vantaggi

Il vantaggio principale di questo schema strutturale risiede nel fatto che la struttura lascia libere maglie rettangolari all'interno delle quali possono essere collocate nella massima libertà le aperture necessarie (porte e finestre) e che permette anche una grande flessibilità in pianta ossia libertà nella progettazione della distribuzione interna degli ambienti.

Se il telaio rigido è l'unico elemento strutturale cui viene affidato l'assorbimento delle forze orizzontali il suo utilizzo è efficiente per edifici fino a circa 25-30 piani. Per un numero superiore di piani l'altezza delle travi necessaria a garantire rigidezza sufficiente diventa anti-economica sia per l'incremento di materiale in sé sia per il conseguente aumento dei pesi e quindi dei carichi verticali.

In questi casi il telaio rigido viene utilizzato in combinazione a pareti di taglio o controventi diagonali che consentono una riduzione delle dimensioni di travi e colonne. In generale questo schema strutturale è adatto a strutture in cemento armato per l'intrinseca rigidezza dei nodi in cemento armato anche se, in strutture in acciaio, avendo le travi uno schema statico più vicino a quello di travi incastrate agli estremi, si ottiene una riduzione dei momenti in campata quindi dei costi. Spesso però questa riduzione dei costi viene annullata dal maggiore costo dei nodi rigidi rispetto ai nodi cerniera.

Svantaggi

Le dimensioni di travi e pilastri ai diversi piani dell'edificio dipendono dall'entità del taglio e del momento a quel livello e quindi devono crescere verso il basso. In alcuni casi questo comporta l'impossibilità di contenere le travi all'interno dello spessore dei solai. Inoltre il progetto non può essere ripetitivo per i diversi piani con conseguente incremento dei costi.

Per edifici in acciaio il costo elevato dei nodi rigidi rende questo sistema strutturale meno efficiente di altri.

1.1.2. STRUTTURE CON CONTROVENTI RETICOLARI

Lo schema strutturale a controventi reticolari è utilizzato principalmente in strutture di acciaio e cerca di migliorare l'efficienza dei telai a nodi rigidi attraverso l'eliminazione della flessione nelle travi e nei pilastri. Questi sistemi si comportano come mensole reticolari verticali in cui la resistenza alle azioni orizzontali è affidata ad aste diagonali che, insieme alle travi e pilastri costituiscono una travatura reticolare soggetta, per effetto delle forze orizzontali, quasi esclusivamente ad azioni

assiali. Le diagonali, insieme alle travi, costituiscono gli elementi d'anima della trave reticolare; i pilastri funzionano da correnti. La resistenza alle azioni verticali è invece affidata essenzialmente alle travi e ai pilastri.

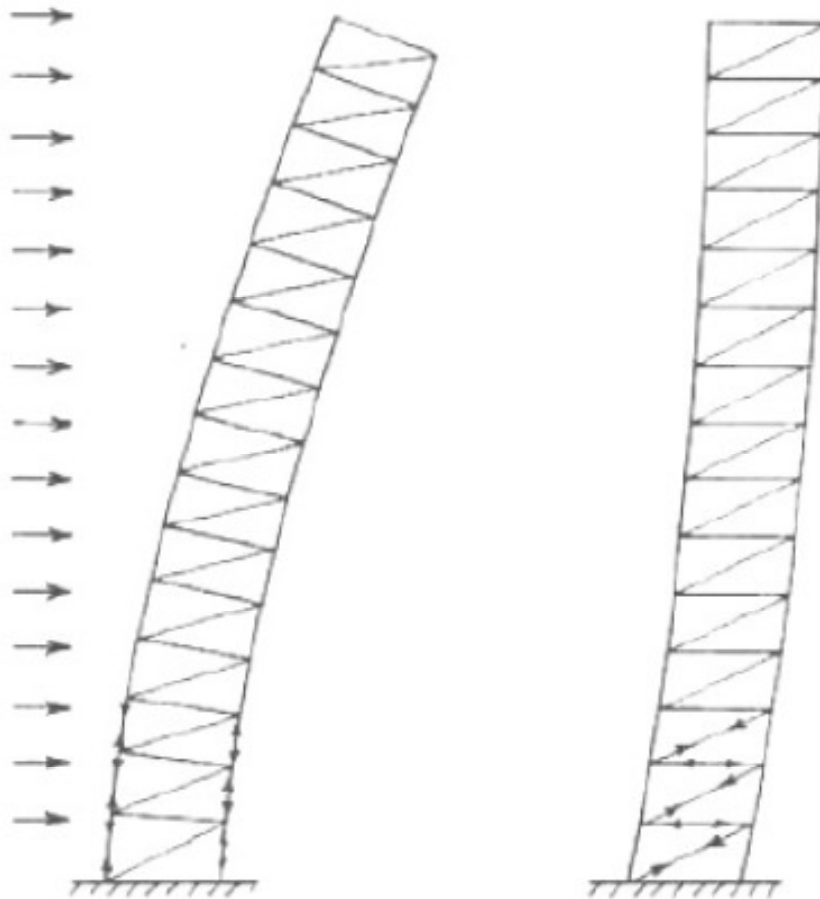


Fig. 1.12 Deformata a mensola (a sinistra) e a taglio (a destra)

Il taglio dovuto alle forze orizzontali è assorbito da elementi soggetti essenzialmente ad azioni assiali di trazione e compressione.

Questo tipo di struttura utilizza due delle modalità descritte precedentemente per incrementare l'efficienza strutturale: a) i pilastri resistono sia alle azioni verticali sia a quelle orizzontali; b) gli elementi strutturali sono soggetti principalmente ad azione assiale.

Tipologie di aste diagonali

In funzione di esigenze architettoniche le aste diagonali possono essere di diverso tipo: a X, a K a ginocchio.

La tipologia più efficiente di aste diagonali è quella che consente la formazione di elementi triangolari (*a* e *b* in figura). Questa però è anche quella che ostruisce maggiormente i passaggi e quindi viene utilizzata in generale dove questi non sono

richiesti né al momento del progetto né in fasi successive della vita della struttura (per esempio in corrispondenza dei vani scala e ascensore).

Altre tipologie di aste di controvento (per esempio la *c* o la *d* in figura 1.13) consentono l'apertura di passaggi ma sono meno efficienti perché causano flessione nelle travi (contrariamente alle tipologie a e b che inducono sola azione assiale nelle travi) ed in generale sono meno rigide delle altre a parità di peso.

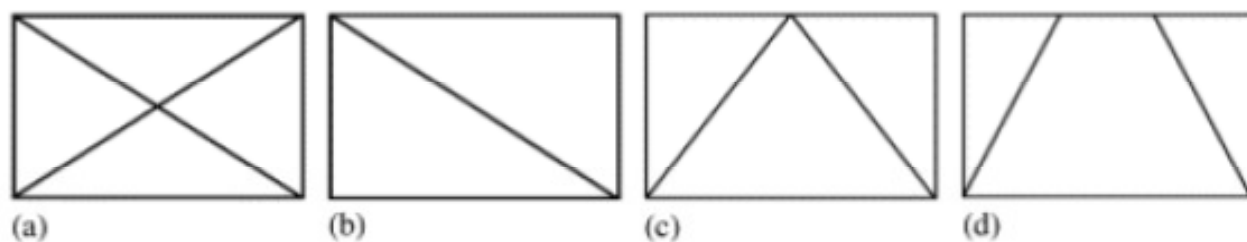


Fig. 1.13 Tipologie di controventi

Un altro svantaggio risiede nel costo elevato di costruzione e messa in opera dei diagonali. I controventi di tipo *d* hanno il vantaggio di una lunghezza inferiore e quindi di un comportamento a carico di punta migliore delle altre aste che hanno lunghezza maggiore.

In alcuni casi i controventi diagonali sono progettati per resistere a sola trazione. In questo caso non si tiene conto del controvento compresso (che si assume si instabilizzi) e si affida la resistenza alle azioni orizzontali alle sole aste tese.

Un vantaggio connesso con l'utilizzo degli schemi *c* e *d* risiede nel fatto che le travi orizzontali possono essere calcolate come travi su più appoggi invece che travi appoggiate solo agli estremi e quindi, essendo soggette a sollecitazioni inferiori, sono più economiche.

Vantaggi

Lo schema a controventi reticolari costituisce una struttura molto efficiente che può essere usata qualunque sia l'altezza dell'edificio. In generale questo tipo di struttura è realizzata in acciaio perché gli elementi diagonali sono soggetti sia a trazione sia a compressione. Quando si realizzano strutture di questo tipo in cemento armato gli elementi diagonali vengono calcolati trascurando del tutto la resistenza degli elementi tesi ossia assegnando ai diagonali compressi tutto il taglio agente.

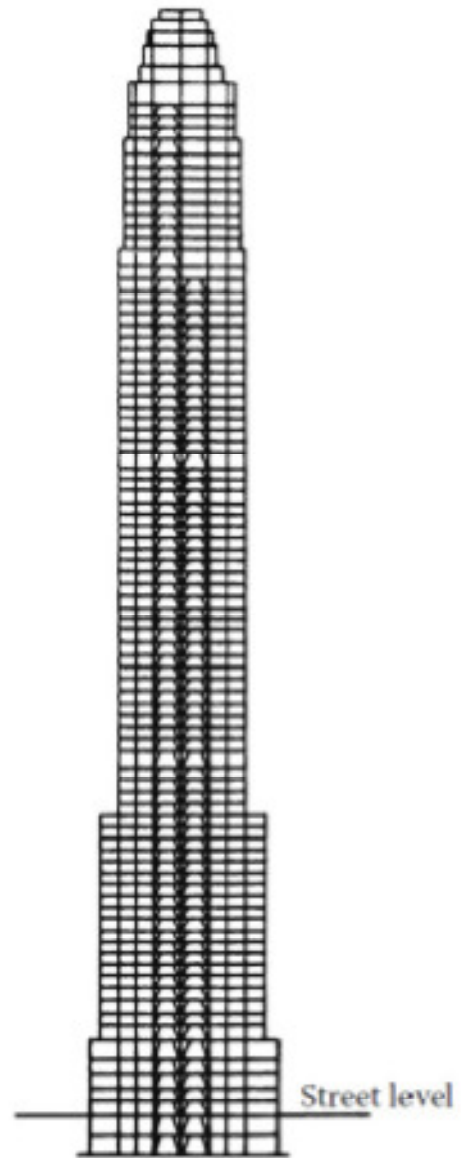
Un altro vantaggio di questo tipo di struttura consiste nel fatto che le travi orizzontali partecipano in misura minima all'assorbimento delle forze orizzontali e quindi vengono dimensionate sulla base delle sole forze verticali. Questo consente l'utilizzo delle stesse travi a tutti i piani dell'edificio e con una conseguente riduzione dei costi.

Svantaggi

Uno svantaggio di questo tipo di strutture consiste nel fatto che i diagonali costituiscono un vincolo forte per la collocazione delle aperture (porte e finestre). Per questo motivo spesso i controventi vengono collocati all'interno dell'edificio in corrispondenza dei vani scala, ascensore o dei cavedi in cui passano gli impianti. Spesso la scelta del tipo di aste diagonali viene effettuata in funzione della necessità di lasciare liberi i passaggi e questo a volte riduce l'efficienza strutturale. Per edifici di altezza limitata, in cui la resistenza alle azioni orizzontali non è così vincolante, la posizione dei controventi può essere fissata dallo strutturista in modo tale da rispettare la distribuzione in pianta fissata dall'architetto. In edifici più alti dove invece la collocazione del sistema strutturale in grado di resistere alle azioni orizzontali è più importante, ingegnere ed architetto devono collaborare fin dalle fasi iniziali del progetto.

I controventi reticolari occupano in genere solo una parte dell'edificio mentre la parte restante è realizzata mediante pilastri con travi incernierate oppure con una struttura a telaio.

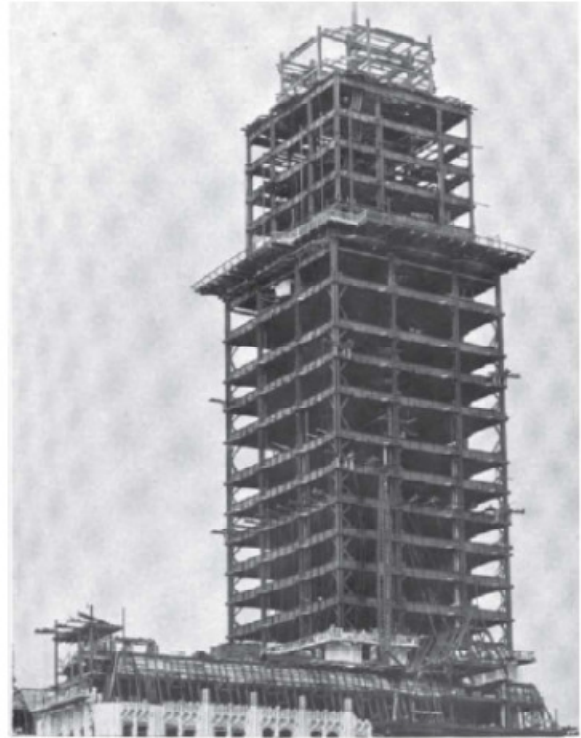
Esempi di strutture di questo tipo sono riportate di seguito in figure 1.14 e 1.15. L'Empire State Building in cui la travatura reticolare è posta nella parte centrale mentre la parte restante di struttura è realizzata mediante un telaio in acciaio.



Empire State Building, New York, 1931 (102 piani)

Fig. 1.14 Empire State Building

Nel Woolworth Tower il sistema resistente è costituito da una struttura reticolare e da un telaio a nodi rigidi.



SKELTON STRUCTURE OF WOOLWORTH BUILDING
STEEL—AMERICAN BRIDGE COMPANY

Woolworth Building., New York 1913
(60 piani)

Fig. 1.15 Woolworth Building, New York 1913 (60 piani)

1.1.3. STRUTTURE A PARETI DI TAGLIO

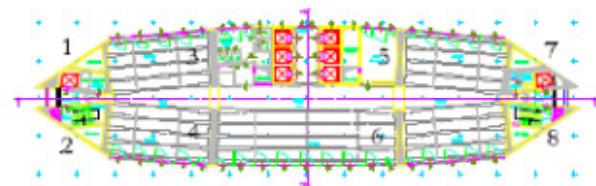
In queste strutture la resistenza alle azioni orizzontali è affidata interamente a pareti cosiddette “di taglio” in cemento armato. Questo termine è in qualche modo fuorviante perché in realtà esse funzionano principalmente come mensole inflesse. Le pareti di taglio si utilizzano sia in edifici con struttura in acciaio sia con struttura in cemento armato ed in genere sono collocate in corrispondenza dei vani scala oppure costituiscono le pareti di tamponamento continue fino alla fondazione dell’edificio.

Per edifici fino a 35 piani sono efficienti sia per la resistenza alle azioni orizzontali che verticali ed in genere la loro collocazione in pianta viene effettuata in modo tale che possano attrarre un’aliquota dei carichi verticali tale da annullare la trazione indotta dal momento prodotto dalle forze orizzontali.

In questo modo si riduce la quantità di armatura necessaria ad assorbire gli sforzi di trazione. Esempi di edifici con pareti di taglio sono la Torre Pirelli a Milano, la Metropolitan Tower di New York, le Petronas Tower, il Taipei 101.



Metropolitan Tower, New York, 68 piani, 1987



Torre Pirelli, Milano, 31 piani, 1961, Ponti, Nervi

Fig. 1.16 Torre Pirelli e Metropolitan Tower

La Torre Pirelli fu il primo edificio alto in cemento armato in Europa ed il primo ad utilizzare il criterio per il miglioramento dell'efficienza dei pilastri in cemento armato per gli edifici alti: convogliando le forze verso pochi elementi verticali di dimensioni rilevanti si fa in modo che essi risultino sempre compressi, indipendentemente dall'entità delle azioni orizzontali. Ciò ha inoltre il vantaggio di eliminare i pilastri in pianta e di consentire ampi spazi liberi.

Forma e distribuzione delle pareti

Le pareti di taglio possono avere sezione rettangolare ma anche ad *L*, a *T*, a *U*, per seguire meglio la distribuzione in pianta ed aumentare la rigidità flessionale.

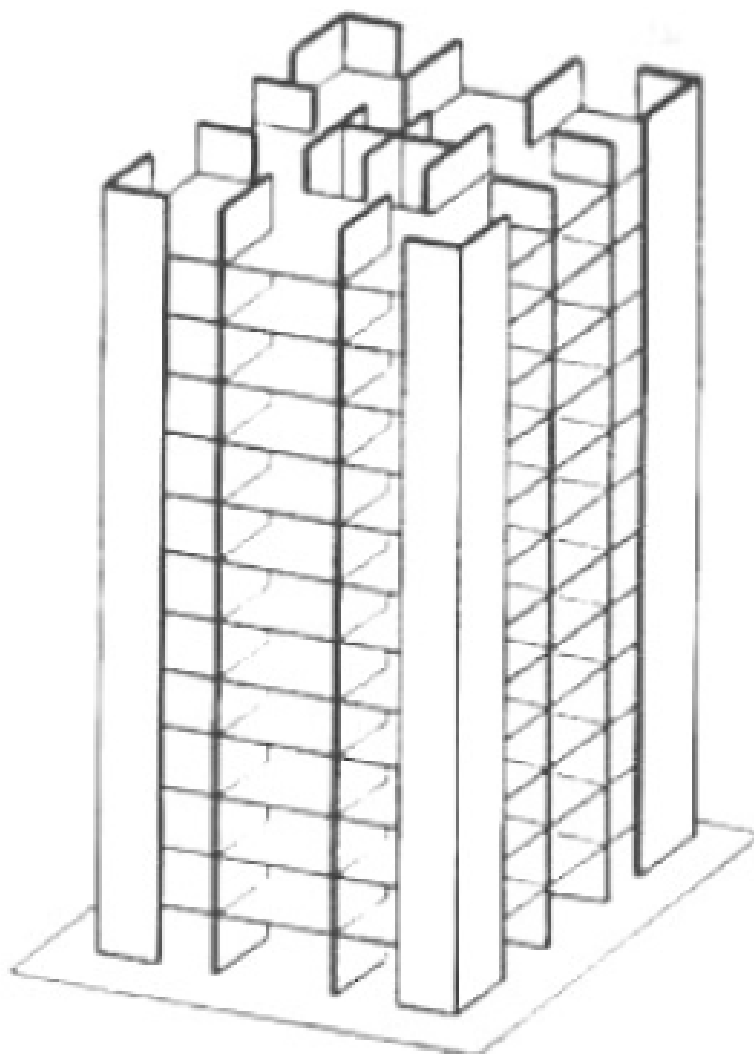


Fig. 1.17 Nuclei e pareti di controvento

In pianta le pareti possono avere una collocazione simmetrica o meno rispetto alla direzione di applicazione della forza orizzontale.

Nel primo caso la forza esterna induce solo traslazione nel piano orizzontale mentre nel secondo induce anche rotazione intorno al “centro di rigidezza” e quindi lo spostamento totale deriva dalla combinazione della traslazione e della rotazione. Il centro di rigidezza è il centro delle rigidezza flessionali (EI) delle pareti:

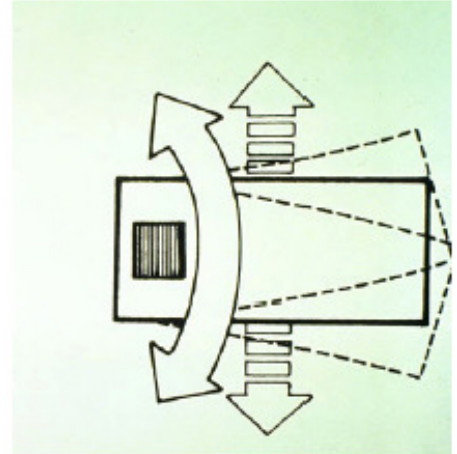
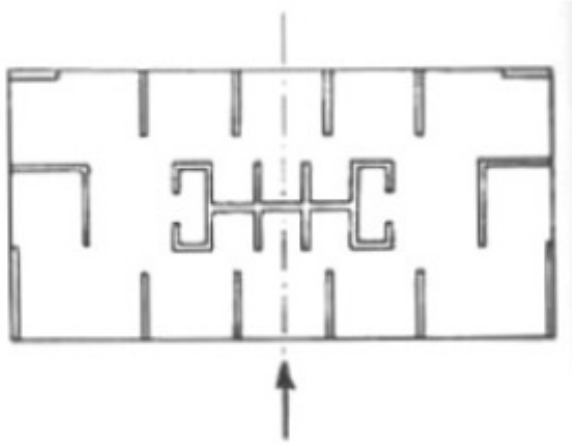


Fig. 1.18 Disposizione ottimale in pianta di controventi

Pareti di taglio singole

Se a livello dei piani dell'edificio due o più pareti sono collegate da travi o solette rigide, si comportano come un'unica sezione di inerzia maggiore rispetto alla somma delle inerzie delle singole parete. In questo caso si parla di pareti accoppiate. Se, invece, questo collegamento rigido non esiste (per esempio nel caso di travi incerniate alle pareti che non trasmettono taglio e momento) ciascuna parete funziona indipendentemente dalle altre assorbendo un'aliquota di sollecitazioni proporzionale alla sua rigidezza. In questo caso si parla di pareti singole.

Ciascuna parete, a ciascun livello assorbe un'aliquota del taglio T e del momento M prodotto da T proporzionale alla propria rigidezza: dalla i -esima parete di rigidezza flessionale $(EI)_i$, vengono assorbite aliquote del taglio e del momento proporzionali alla rigidezza e pari a:

$$T_i = \frac{(EI)_i}{\sum (EI)_i} T \quad (1.3)$$

$$M_i = \frac{(EI)_i}{\sum (EI)_i} M \quad (1.4)$$

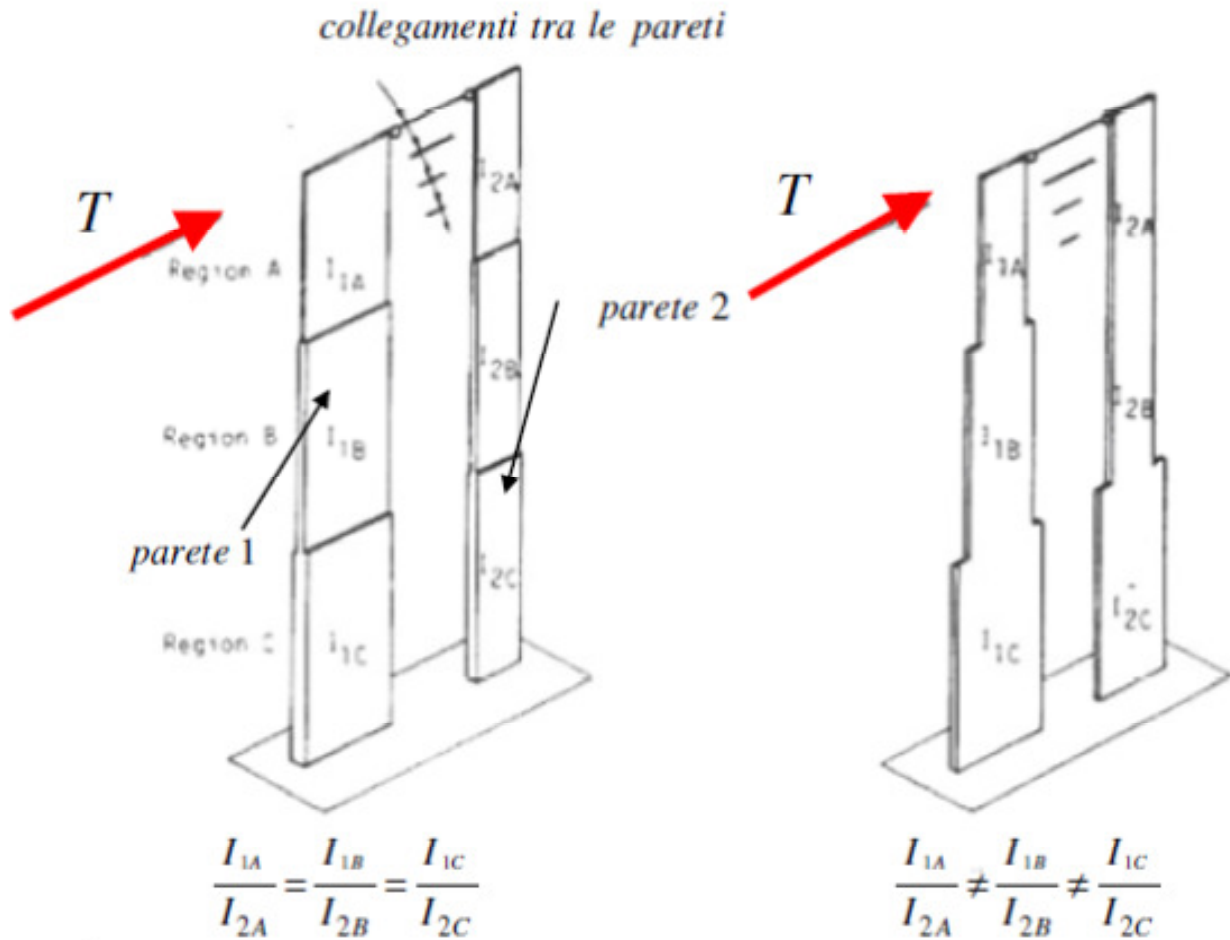


Fig. 1.19 Comportamento statico pareti di controvento

In generale la sezione trasversale delle pareti varia lungo l'altezza ed in particolare cresce verso la base della struttura. Alla variazione di sezione corrisponde una variazione della rigidezza della parete. Il comportamento dell'insieme di pareti cambia a seconda che la variazione delle sezioni avvenga in modo tale che: i rapporti tra le rigidezze delle pareti rimangano costanti (figura a sinistra) o varino lungo l'altezza.

Infatti nel primo caso non si hanno variazioni delle aliquote di taglio e di momento assorbite da ciascuna parete ossia non si hanno ridistribuzioni delle sollecitazioni.

Nel secondo caso invece, in corrispondenza delle sezioni in cui si hanno variazioni dei rapporti di rigidezza, si verificano ridistribuzioni delle sollecitazioni.

Per esempio se nella regione C le due pareti hanno uguale rigidezza (rapporto tra le rigidezze pari a 1) ciascuna di esse assorbe metà del taglio e del momento. Se nella regione B la rigidezza di una delle due pareti si riduce ad 1/3, accade che 1/4 del momento viene assorbito da questa parete ed i rimanenti 3/4 dalla parete di rigidezza maggiore.

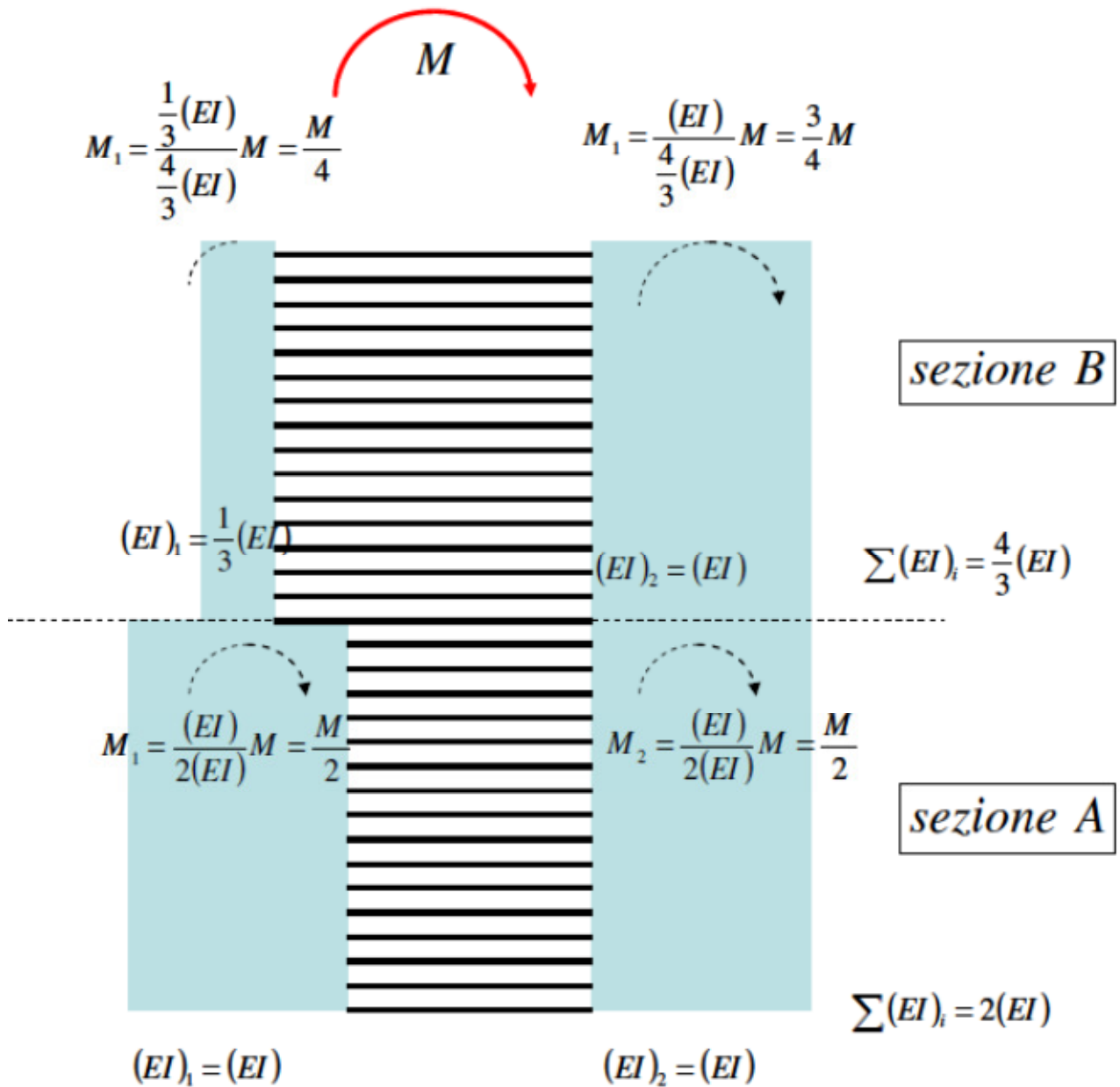


Fig. 1.20 Interazione tra pareti di controvento

In corrispondenza della sezione di discontinuità (passaggio da sezione A a sezione B), nella parete 1 si verifica un'improvvisa riduzione del momento ed un corrispondente incremento nella parete B.

Per l'equilibrio della sezione di discontinuità, nascono dei momenti che devono essere equilibrati dagli elementi di collegamento che, trattandosi di pareti singole, assorbono solo azione assiale.

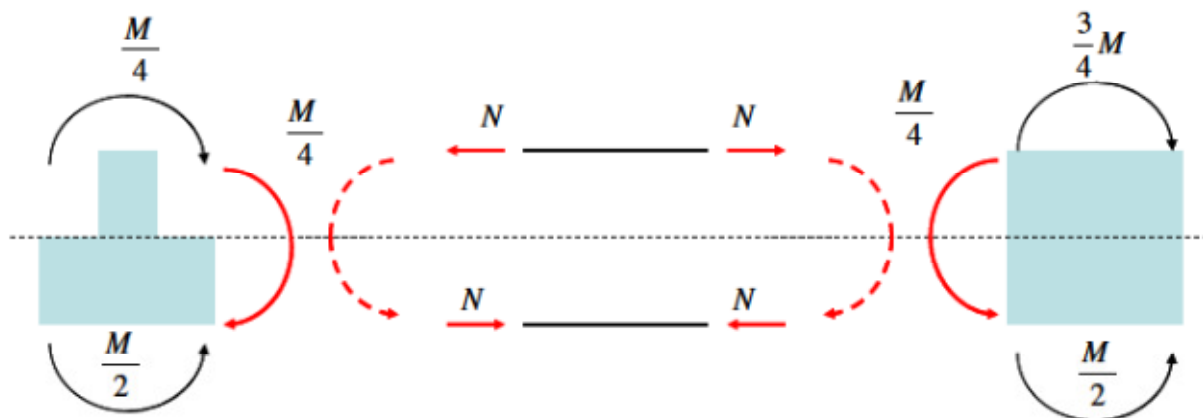


Fig. 1.21 Distribuzione degli sforzi tra pareti e collegamenti di piano

Queste azioni assiali, in corrispondenza delle sezioni di attacco degli elementi di collegamento con le pareti vengono trasmesse alle pareti stesse come taglio.

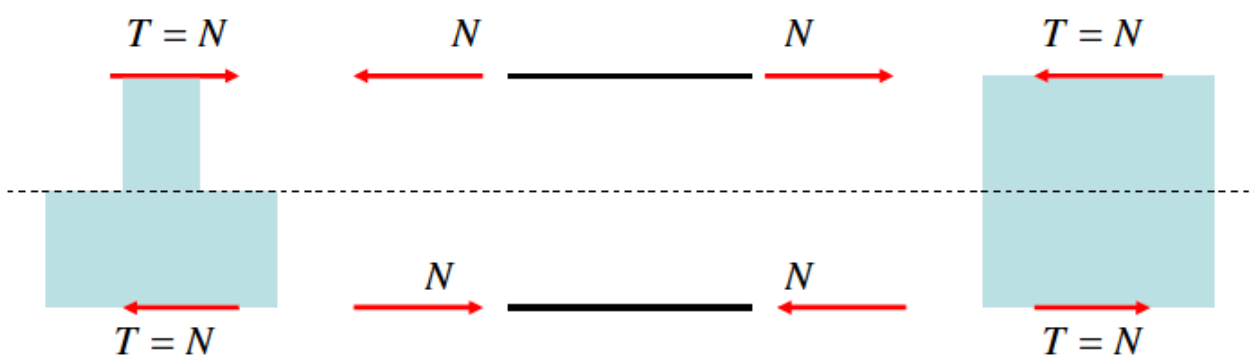


Fig. 1.22 Distribuzione degli sforzi tra pareti e collegamenti di piano

L'effetto della discontinuità per le pareti consiste quindi in un incremento locale del taglio nella parete in cui si riduce maggiormente la rigidità.

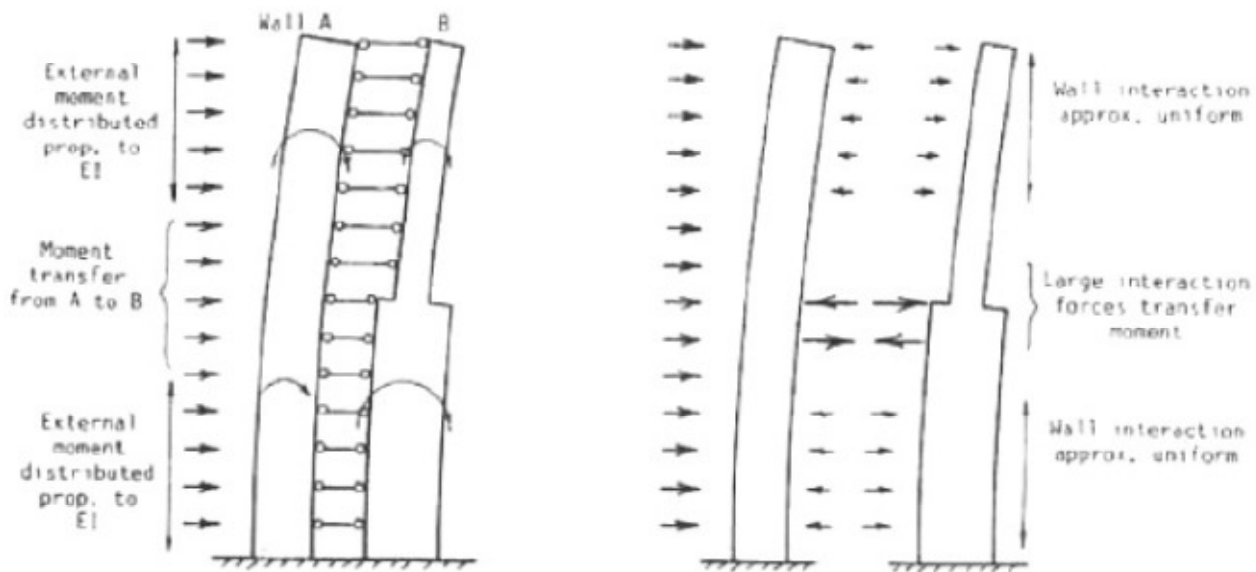


Fig. 1.23 Comportamento statico per pareti di spessore variabile in altezza

In generale i momenti di trasferimento sono elevati e quindi lo sono anche le forze di taglio in corrispondenza delle sezioni di discontinuità. Questo può portare in corrispondenza di tali sezioni ad un inversione del segno del taglio se quello dovuto alla discontinuità supera quello prodotto dai carichi esterni.

Effetto di aperture alla base delle pareti

Spesso alla base delle pareti sono presenti delle aperture. Per studiarne l'effetto si possono considerare i due casi limite riportati nella figura 1.24:

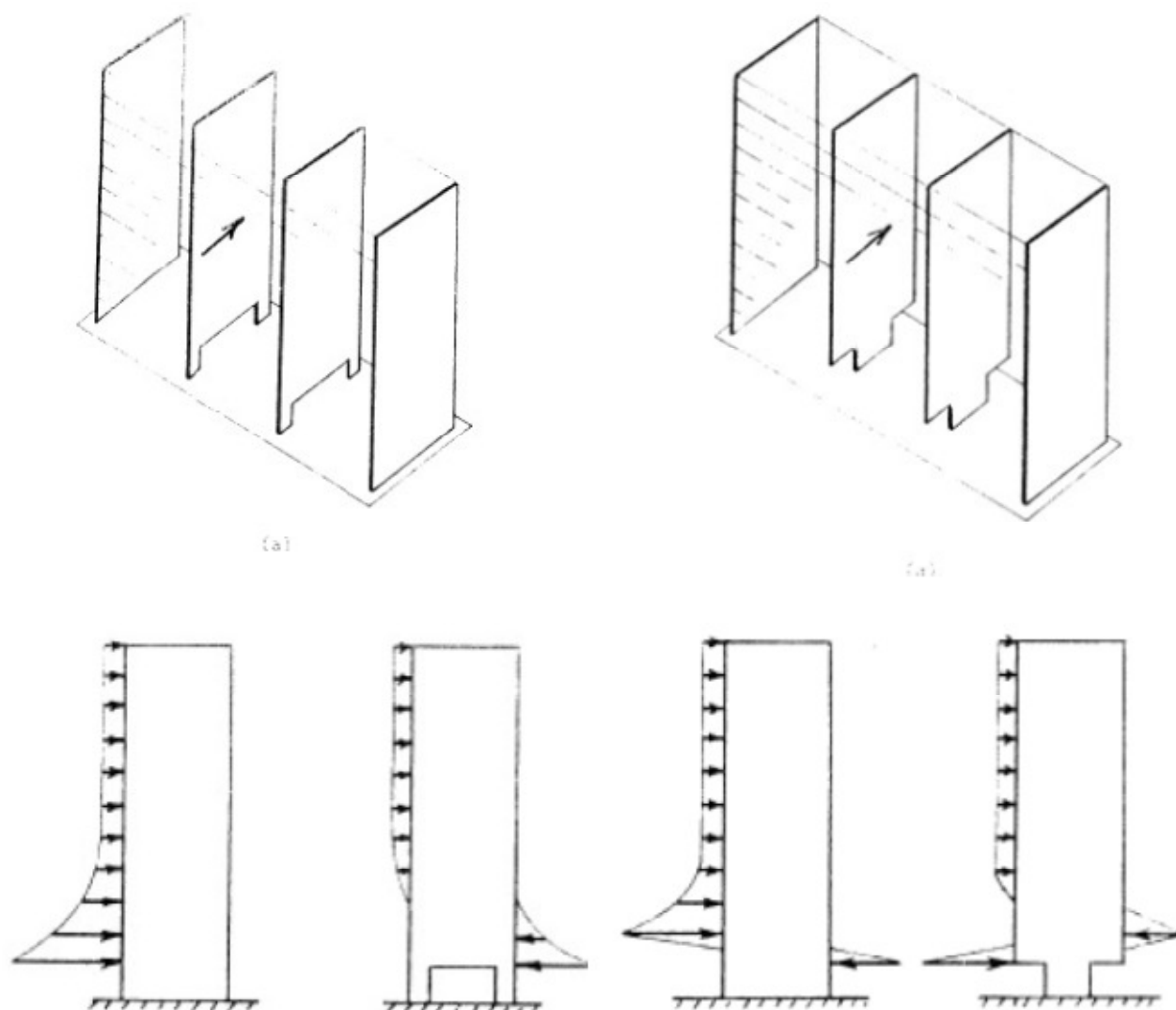


Fig. 1.24 Effetto di forature e variazioni di spessore

Nel primo caso le aperture lasciano due colonne esterne per la trasmissione del carico mentre nel secondo caso rimane solo la porzione centrale di parete. La riduzione del momento di inerzia della sezione trasversale è molto maggiore nel secondo caso rispetto al primo e questo provoca una riduzione della rigidezza flessionale molto più marcata nel secondo caso e quindi l'insorgere di momenti di trasferimento da una parete all'altra molto più rilevanti nel secondo caso rispetto al primo. A tali momenti di trasferimento corrispondono forze di taglio che si sovrappongono a quelle dovute ai carichi esterni.

L'effetto di questa diversa situazione è il diverso andamento del taglio in corrispondenza della sezione di trasferimento. Se il taglio di trasferimento eccede quello dovuto ai carichi esterni si può facilmente avere un'inversione del segno del taglio in corrispondenza della sezione di discontinuità.

Pareti di taglio accoppiate

Le pareti di taglio si considerano accoppiate quando sono collegate da elementi che resistono a flessione e taglio. E' il caso ad esempio di pareti in cui sono presenti aperture per porte e finestre.

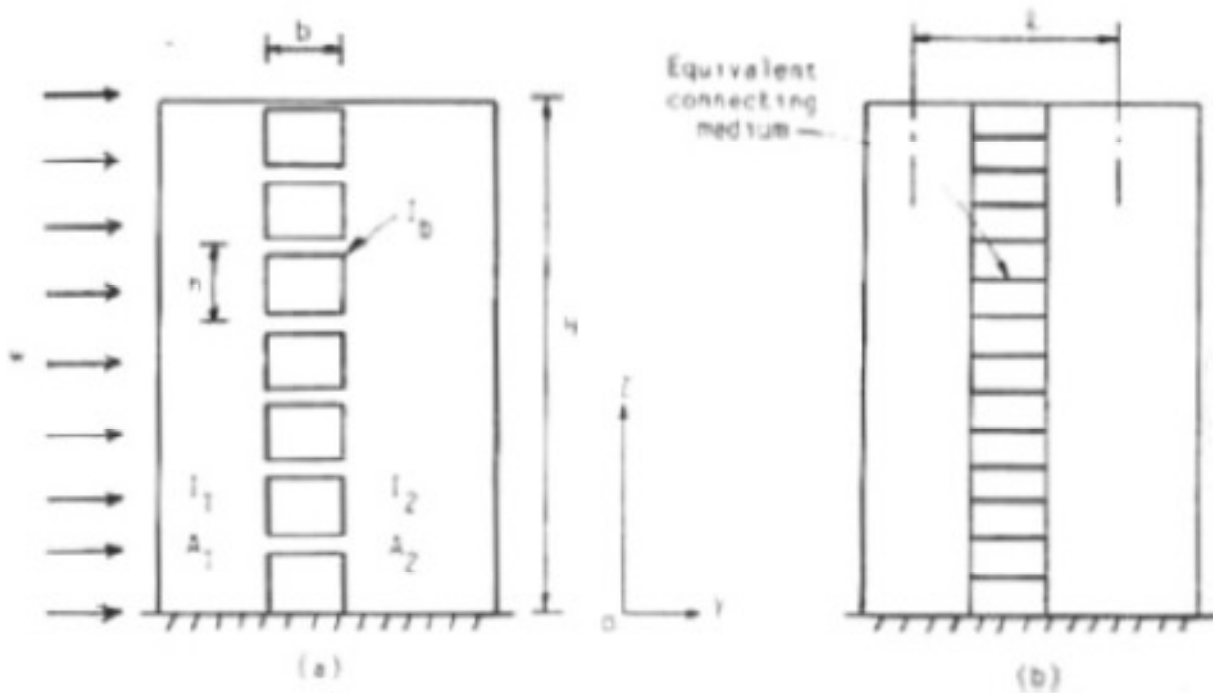


Fig. 1.25 Pareti di taglio accoppiate

Gli elementi orizzontali tra le aperture funzionano da collegamento tra le due porzioni continue di parete e quindi l'insieme funziona come due pareti collegate da questi elementi. Il collegamento è tanto più efficiente quanto maggiore è la rigidità degli elementi di collegamento.

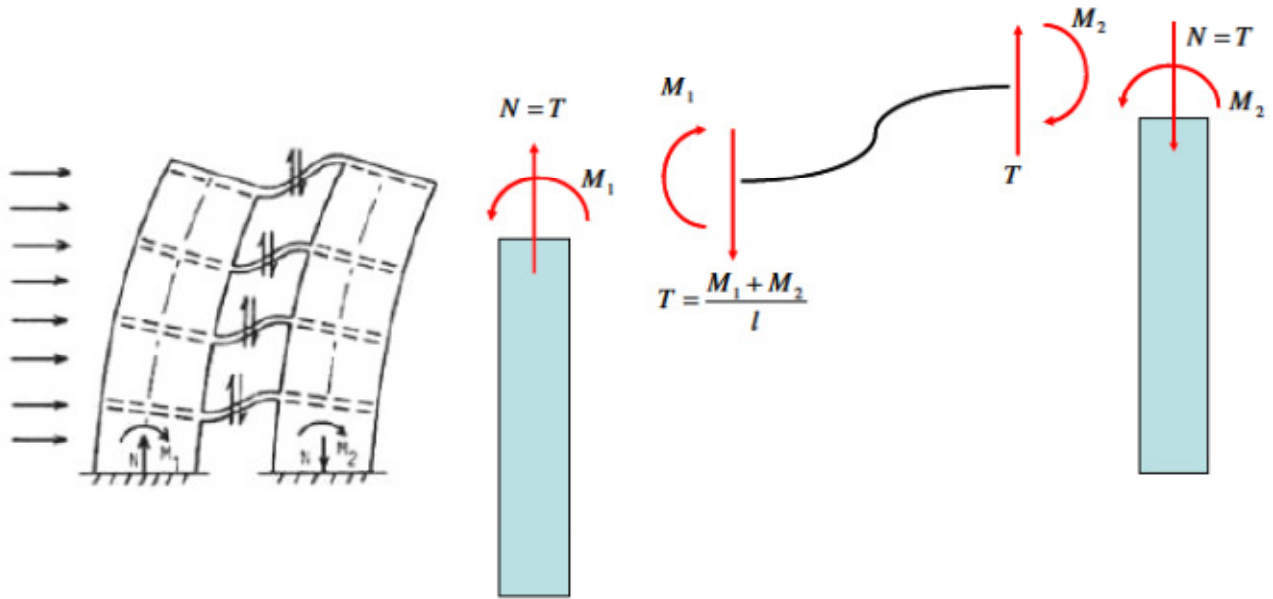


Fig. 1.26 Sollecitazioni sulle membrature di collegamento di piano

Quando la parete si inflette per effetto dei carichi orizzontali, gli elementi di collegamento subiscono rotazioni di estremità e spostamenti verticali. L'inflessione degli elementi di collegamento produce delle azioni assiali negli elementi verticali. Ad ogni livello della parete il momento dovuto alle forze orizzontali è quindi equilibrato sia dai momenti M_1 ed M_2 nelle singole pareti a quel livello, sia dall'azione assiale nelle pareti stesse:

$$M = M_1 + M_2 + Nl$$

essendo l la lunghezza degli elementi di collegamento. L'ultimo termine deriva dall'inflessione degli elementi di collegamento e raggiunge valore massimo quando questi sono infinitamente rigidi, valore nullo quando essi sono deformabili.

In teoria, se gli elementi di collegamento fossero infinitamente rigidi, nel piano orizzontale le due pareti si comporterebbero come un'unica sezione (figura c) di inerzia molto elevata. In questo caso il momento esterno viene assorbito da una coppia di azioni assiali N .

Il caso limite opposto è quello di elementi di collegamento di rigidità flessionale nulla. In questo caso ciascuna parete funziona come elemento singolo la cui rigidità flessionale è proporzionale al momento di inerzia della sua sezione trasversale (figura d). Il momento esterno in questo caso è assorbito solo dai due momenti M_1 ed M_2 perché non si sviluppa la coppia di azioni assiali N . In generale le pareti accoppiate hanno un funzionamento intermedio tra questi due casi, rappresentato in figura (b). Il comportamento tenderà maggiormente a quello di due pareti perfettamente accoppiate al crescere della rigidità degli elementi di collegamento.

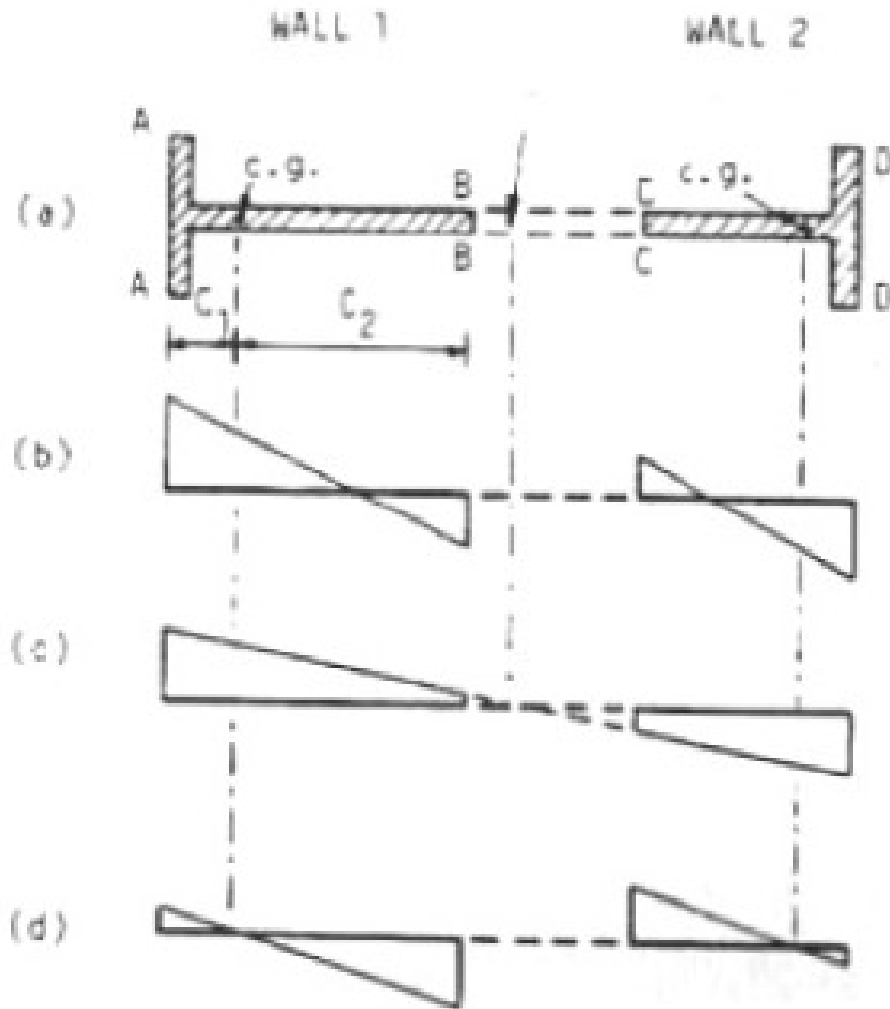


Fig. 1.27 Sollecitazioni di momento flettente sui diversi correnti di una parete di taglio

L'effetto degli elementi di collegamento è quindi quello di ridurre l'entità dei momenti M_1 ed M_2 che vengono assorbiti dalle due pareti e questa riduzione è tanto più marcata quanto maggiore è l'aliquota di momento assorbita dalla coppia di azioni assiali N nelle pareti. Tale coppia cresce con la lunghezza l degli elementi di collegamento ossia con la distanza tra le due pareti e con il valore dell'azione assiale N . E' preferibile avere valori elevati del braccio l piuttosto che dell'azione assiale perché questa, su una delle due pareti, induce tensioni di trazione. Naturalmente al crescere della distanza tra le pareti (ossia del braccio l) gli elementi di collegamento diventano più deformabili e quindi bisogna cercare un compromesso tra la necessità di incrementare l e la necessità che la sezione si comporti rigidamente e quindi nasca la coppia di azioni assiali per equilibrare il momento esterno. In ogni caso gli sforzi di trazione dovuti all'azione assiale N possono essere annullati (o ridotti) dagli sforzi di compressione dovuti ai carichi verticali che quindi devono essere siano convogliati

verso le pareti. Questo aiuta a contenere il valore del braccio l entro valori che non incrementino eccessivamente la deformabilità degli elementi di collegamento.

1.1.4. STRUTTURE A NUCLEO

Se le pareti di taglio sono collocate in entrambe le direzioni e connesse tra loro formano dei nuclei resistenti che diventano gli elementi principali nell'assorbimento delle azioni orizzontali. In genere questi nuclei diventano il perimetro dei vani scala e/o ascensore in cui le aperture necessarie per l'accesso sono parzialmente chiuse da travi di piano o da solette come mostrato in figura.

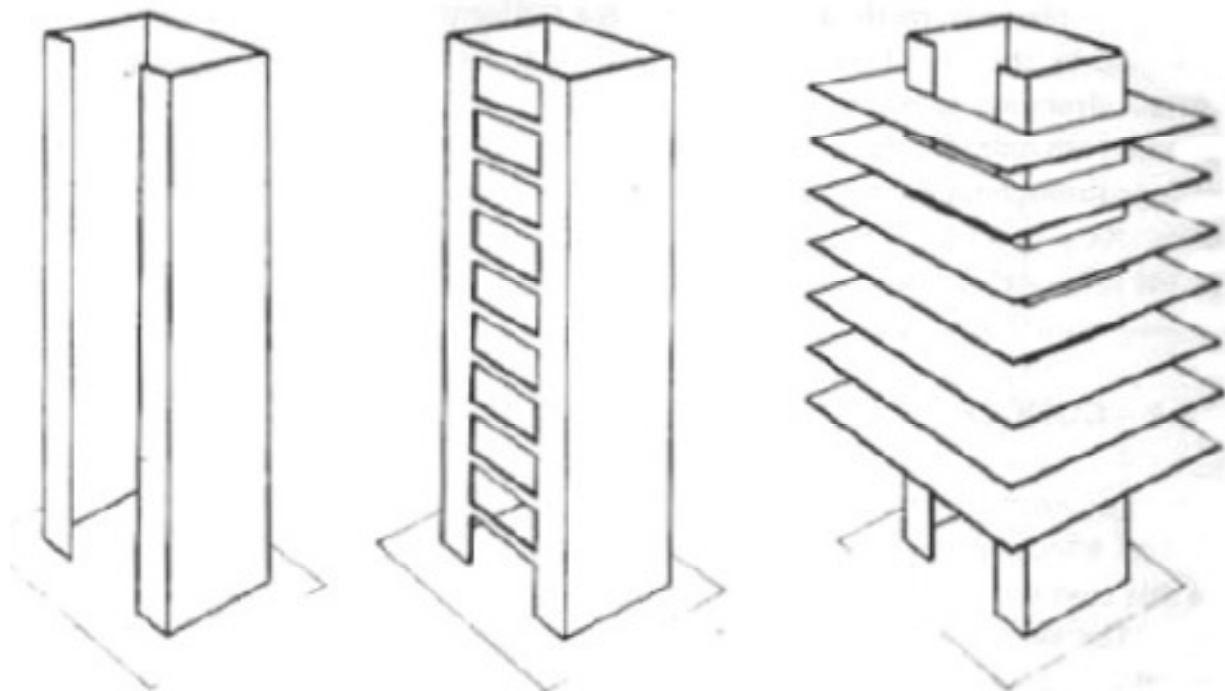


Fig. 1.28 Strutture a nucleo

In genere il momento di inerzia di un nucleo è elevato e quindi la sua rigidezza è in grado di limitare a sufficienza le deformazioni orizzontali dell'edificio.

Se l'edificio è soggetto anche a torsione, come in genere accade, bisogna tenere conto del fatto che il nucleo è del tipo "sezioni aperte a parete sottile" nelle quali la torsione induce il cosiddetto "warping" ossia una deformazione delle sezioni fuori dal loro piano (le sezioni non si mantengono piane). La sezione di base del nucleo però è incastrata alla fondazione e quindi deve necessariamente rimanere indeformata. Questo induce trazioni e compressioni addizionali nelle pareti del nucleo come mostrato schematicamente in figura. Tali tensioni possono essere dello stesso ordine

di grandezza di quelle dovute alla flessione nel qual caso non possono essere trascurate.

Il fenomeno del *warping* può essere compreso più facilmente facendo riferimento ad una sezione a doppio T soggetta a torsione come quella in figura. La rotazione della sezione indotta dalla torsione provoca uno spostamento orizzontale delle due flange. Ciascuna di esse si comporta come una mensola incastrata alla base e soggetta ad uno spostamento orizzontale. Si può intuire che tale spostamento induce trazione in C e compressione in D nella flangia destra che si sposta verso l'alto mentre induce trazione in B e compressione in A nella flangia di sinistra che si sposta verso il basso.

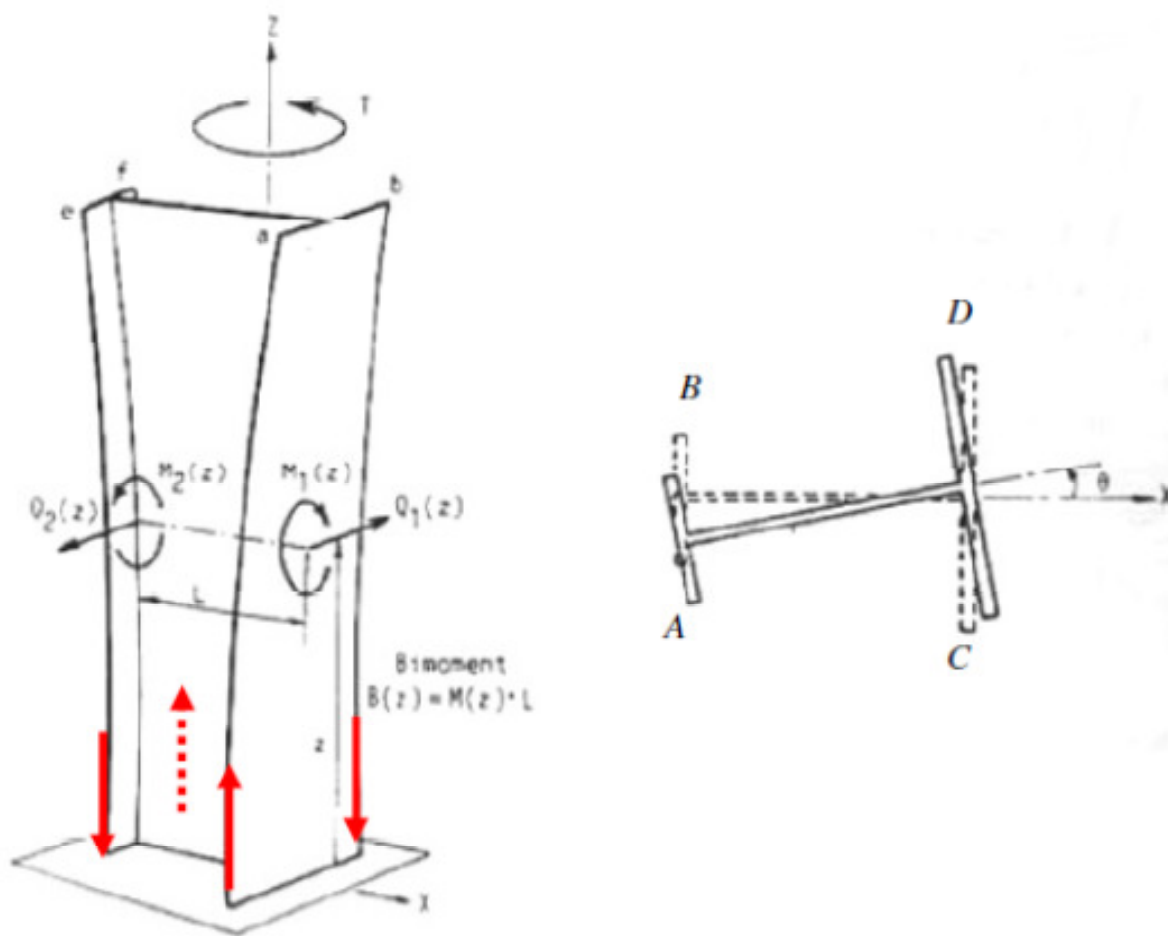


Fig. 1.29 Effetto torsionale (*warping*) su struttura a nucleo snello

La chiusura parziale del nucleo mediante travi o solette incrementa la rigidità torsionale del nucleo e quindi riduce le deformazioni dovute al *warping* e le corrispondenti tensioni. Per contro le travi o le solette che realizzano la chiusura del nucleo devono essere progettate in maniera da fornire adeguata resistenza a flessione e taglio.

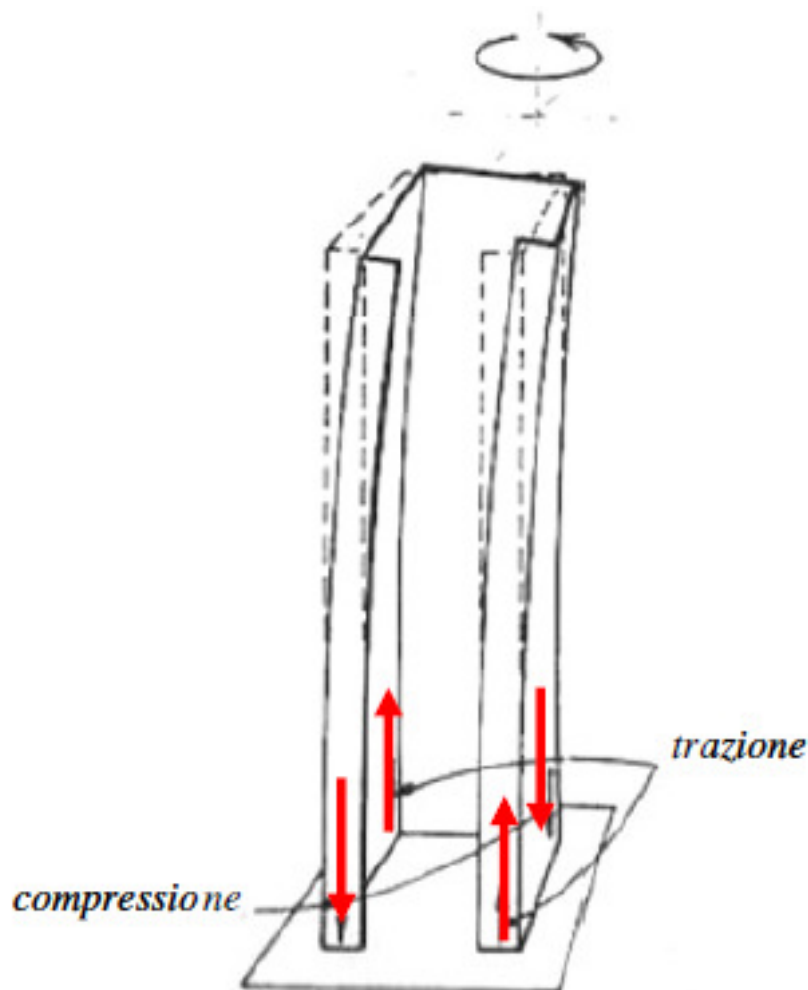


Fig. 1.30 Effetto torsionale (warping) su struttura a nucleo tubolare

1.1.5. STRUTTURE ACCOPPIATE PARETE-TELAIO

I telai rigidi diventano poco efficienti al di sopra dei 30 piani perché richiedono dimensioni eccessive degli elementi strutturali. Strutture con sole pareti di taglio realizzate in cemento armato o mediante strutture reticolari sono efficienti per edifici di altezza compresa tra i 10 e i 35 piani. Combinando pareti di taglio con telai si sviluppa una interazione che consente di raggiungere in modo efficiente comprese tra i 40 e i 70 piani. Infatti i due tipi di struttura (pareti e telai) hanno un comportamento diverso rispetto alle azioni orizzontali ed in particolare mentre le pareti si comportano come mensole ossia elementi che subiscono rotazioni basse in corrispondenza della base ed elevate in sommità, i telai si deformano prevalentemente a taglio ossia con rotazioni più elevate alla base e più modeste in sommità. Se i due tipi di struttura sono collegati e quindi vincolati a subire gli stessi spostamenti accade che la parete riduce le rotazioni del telaio alla base dell'edificio ed il telaio riduce le rotazioni della

parete in corrispondenza della sommità. Il risultato è una struttura meno deformabile lungo tutta l'altezza dell'edificio.

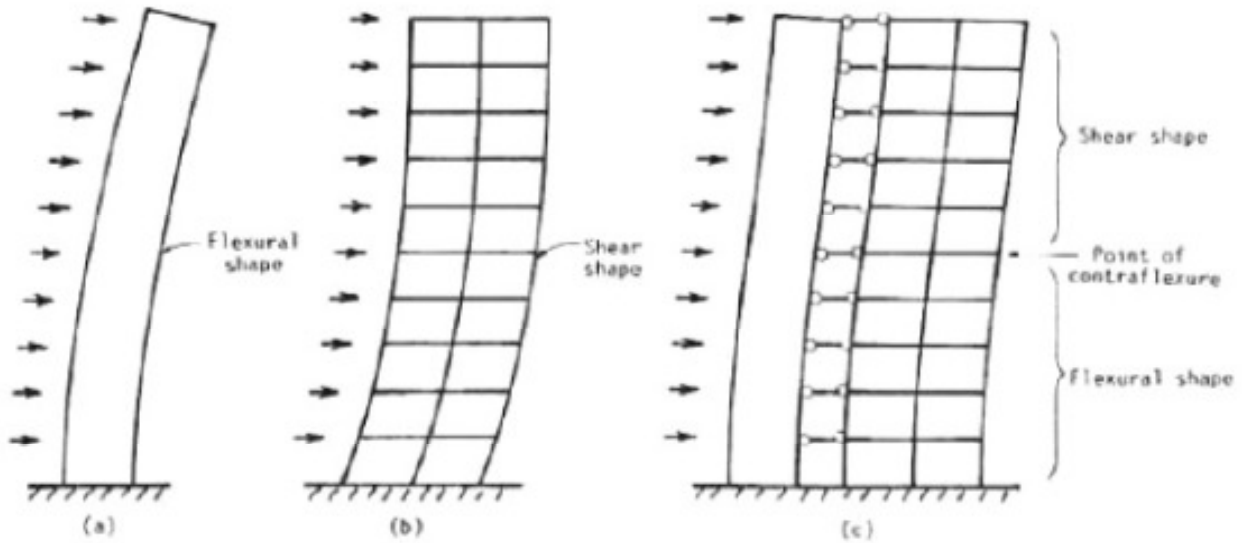


Fig. 1.31 Interazione parete di taglio-telaio

L'edificio 311 South Wacker Drive realizzato nel 1990 a Chicago ha un'altezza di circa 295m ed uno schema strutturale a nuclei in cemento armato connessi ad un telaio periferico in c.a. e a colonne interne in acciaio. L'edificio è progettato in maniera tale che la rigidezza relative degli elementi interni ed esterni rimanga costante su tutta l'altezza dell'edificio.



311 South Wacker Drive, Chicago, 1990, 293m

Fig. 1.32 South Wacker Drive, Chicago, 1990, 293 m

1.1.6. STRUTTURE A MENSOLA

Per edifici di altezza superiore a 70 piani strutture a nucleo (in c.a. o acciaio) diventano poco efficienti perché necessitano dimensioni eccessive degli elementi per resistere alla flessione indotta dalle forze orizzontali. Inoltre l'eccessiva snellezza dei nuclei genera delle forze di trazione eccessive alla base dei nuclei che in strutture in c.a. vanificano l'efficienza del comportamento a compressione del calcestruzzo ed in strutture in acciaio rendono necessarie saldature o collegamenti bullonati rilevanti che complicano la messa in opera della struttura. Valori rilevanti delle forze di trazione in corrispondenza delle fondazioni possono inoltre condurre al loro sollevamento. Questi problemi possono essere parzialmente risolti dal sistema costituito da un nucleo centrale collegato, mediante mensole orizzontali rigide (*outriggers*), a colonne poste sul bordo della struttura. Il nucleo può essere collocato nella parte centrale oppure da un lato della costruzione.

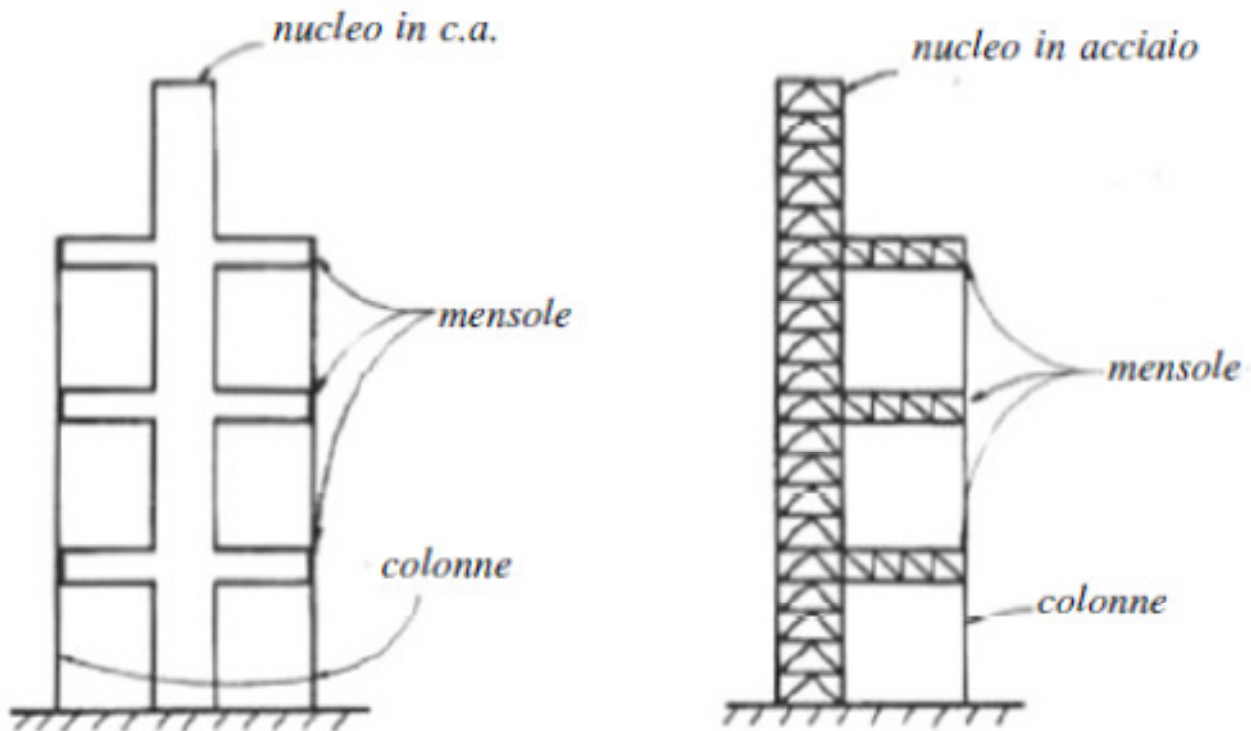


Fig. 1.33 Schema strutturale Outrigger

Alle estremità delle mensole sono collocate delle colonne di dimensioni ridotte rispetto a quelle del nucleo centrale. In questo modo il taglio prodotto dalle forze orizzontali è assorbito quasi interamente dal nucleo centrale mentre la resistenza alla flessione è ottenuta da una combinazione della resistenza a flessione del nucleo e della resistenza a flessione fornita dalla coppia formata dalle azioni assiali nei pilastri esterni. L'ausilio delle colonne di estremità conduce a valori inferiori dei momenti e delle deformazioni nel nucleo rispetto a quelli che si avrebbero se esso fosse l'unica struttura resistente.

Allo scopo di mobilitare un maggior numero di colonne esterne, oltre a quelle poste all'estremità degli *outrigger* si collocano delle travi alte (*belt*) intorno alla struttura. Per rendere sufficientemente rigidi gli *outrigger* e le *belt* tali travi si realizzano un'altezza pari ad almeno uno o anche due piani e, per limitare gli effetti dell'ostruzione che questo causa, in genere vengono collocate a livello degli impianti.

nucleo con travi a mensola

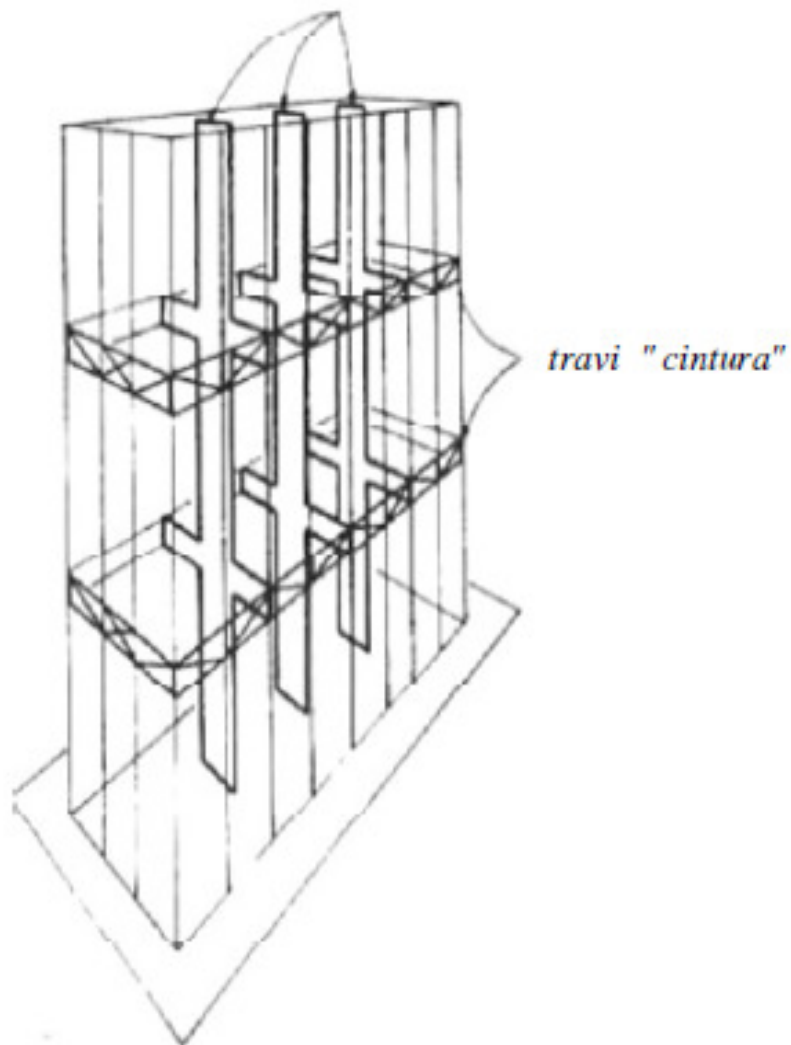


Fig. 1.34 Schema strutturale Outrigger

In alcuni casi le travi a mensola vengono collocate alla sommità dell'edificio. Ogni livello aggiuntivo di *outriggers* incrementa la rigidezza a flessione della struttura, riducendo il momento flettente presente sul nucleo indotto dalle azioni orizzontali.

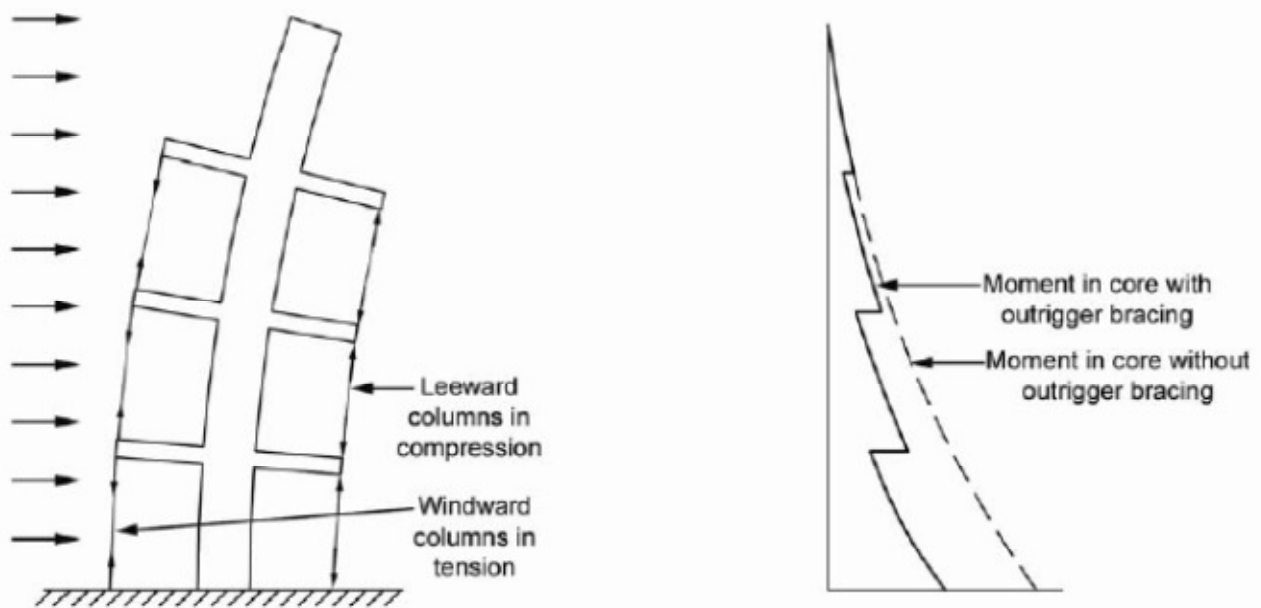
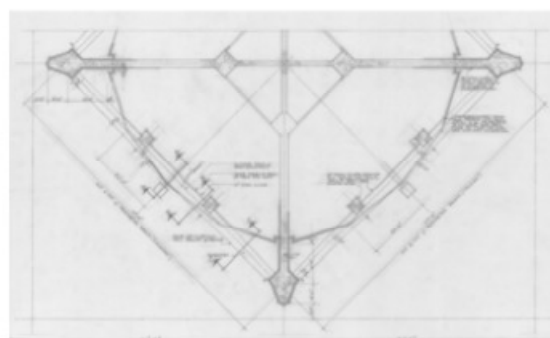


Fig. 1.35 Momento flettente sul nucleo per azioni orizzontali

La rigidezza a taglio invece non è aumentata dagli outrigger ed è affidata solo al nucleo. Uno dei vantaggi di questo schema strutturale è che le colonne sul perimetro possono essere collocate con interasse maggiore rispetto ad quello consentito in un telaio e ciò consente una grande flessibilità nel disegno della facciata. In alcuni casi si sono realizzate solo delle “megacolonne” agli spigoli dell’edificio come per esempio nel Place Victoria Office Tower progettato nel 1965 da Nervi e Moretti. Sfruttando il principio già utilizzato da Nervi nella Torre Pirelli, i carichi verticali sono concentrati in pochi elementi di dimensioni rilevanti. Per questi pilastri fortemente compressi, le trazioni indotte dal vento diventano decompressioni e questo consente di sfruttare al meglio le capacità del calcestruzzo. In sintesi quindi la presenza delle megacolonne angolari aumenta l’efficienza del progetto in cemento armato consentendo inoltre ampi spazi privi di colonne. Lo schema strutturale a mensola con outriggers consente di raggiungere altezze superiori a 150 piani. Applicazioni più recenti di questa tipologia strutturale sono il Jin Mao Building a Shangai e la Taipei 101 a Taipei.



Marina City Twin Towers, 1962, Goldberg



Place Victoria Office Tower, Montreal, 1965, Nervi-Moretti



First Wisconsin Center, Milwaukee, 1973, Fazlur Kahn (SOM)

Fig. 1.36 Esempi di alti edifici con struttura Outrigger



Jin Mao Building, Shanghai e Shanghai World Financial Center Shanghai World Financial Center

Fig. 1.37 Esempi di alti edifici con struttura Outrigger

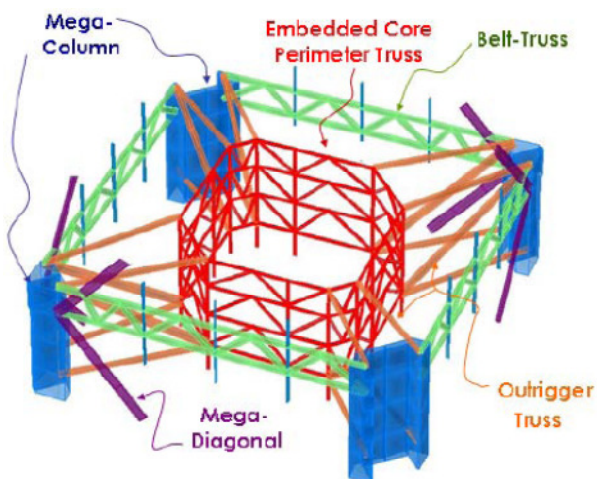


Fig. 1.38 Megacolonne esterne che realizzano il sistema a bilanciere

1.1.7. STRUTTURE TUBOLARI

La filosofia alla base di questa tipologia è quella di portare verso il contorno della struttura la maggior parte degli elementi strutturali cui è affidata la resistenza alle forze verticali. In questo modo si aumenta l'inerzia della sezione trasversale dell'edificio e quindi la sua rigidezza. Perché si abbia un effettivo aumento dell'inerzia della sezione è necessario che essa si comporti come una sezione unica e quindi che gli elementi resistenti verticali siano connessi in maniera efficace mediante piani rigidi. Inoltre è necessario limitare il fenomeno dello shear-lag legato alla deformabilità delle facce del tubo.

Strutture a tubo intelaiato

Storicamente il primo tipo di struttura tubolare è stata quella del tubo intelaiato. Le prime applicazioni di questo schema strutturale si devono a Fazlur Kahn che, nel 1961 progettò il DeWitt-Chestnut Apartment building, terminato a Chicago nel 1965.



DeWitt-Chestnut Apartment building, Chicago, 1965, Khan

Fig. 1.39 DeWin-Chestnut Apartment building, Chicago, 1965, Khan

In questi edifici la struttura è costituita da quattro telai rigidi ortogonali che in pianta formano un tubo. In questo modo la sezione trasversale dell'edificio funziona come

un profilo cavo a sezione rettangolare, quadrata, circolare, ecc cui è affidata la resistenza alle azioni orizzontali del vento. I telai paralleli alla direzione del vento funzionano da “anima” della sezione trasversale e i pannelli perpendicolari alla direzione del vento funzionano da ali.

Le forze verticali dovute alla gravità vengono assorbite in parte dalla sezione tubolare ed in parte da pilastri o nuclei interni alla pianta. Per ottenere che ciascun telaio nel suo piano funzioni come un pannello rigido si realizzano delle travi alte e corte in maniera da aumentarne la rigidezza.

La rigidezza di una trave è proporzionale al termine $\frac{EI}{L}$, dove I è il momento di inerzia della sezione trasversale ed l la luce. L’incremento di rigidezza delle travi è ottenuto riducendone la luce l , ossia collocando le colonne a distanza ravvicinata e aumentando il momento di inerzia I ossia aumentandone l’altezza. Inoltre si aumenta la rigidezza dei pilastri collocando l’asse forte allineato alla facciata (figura *b*).

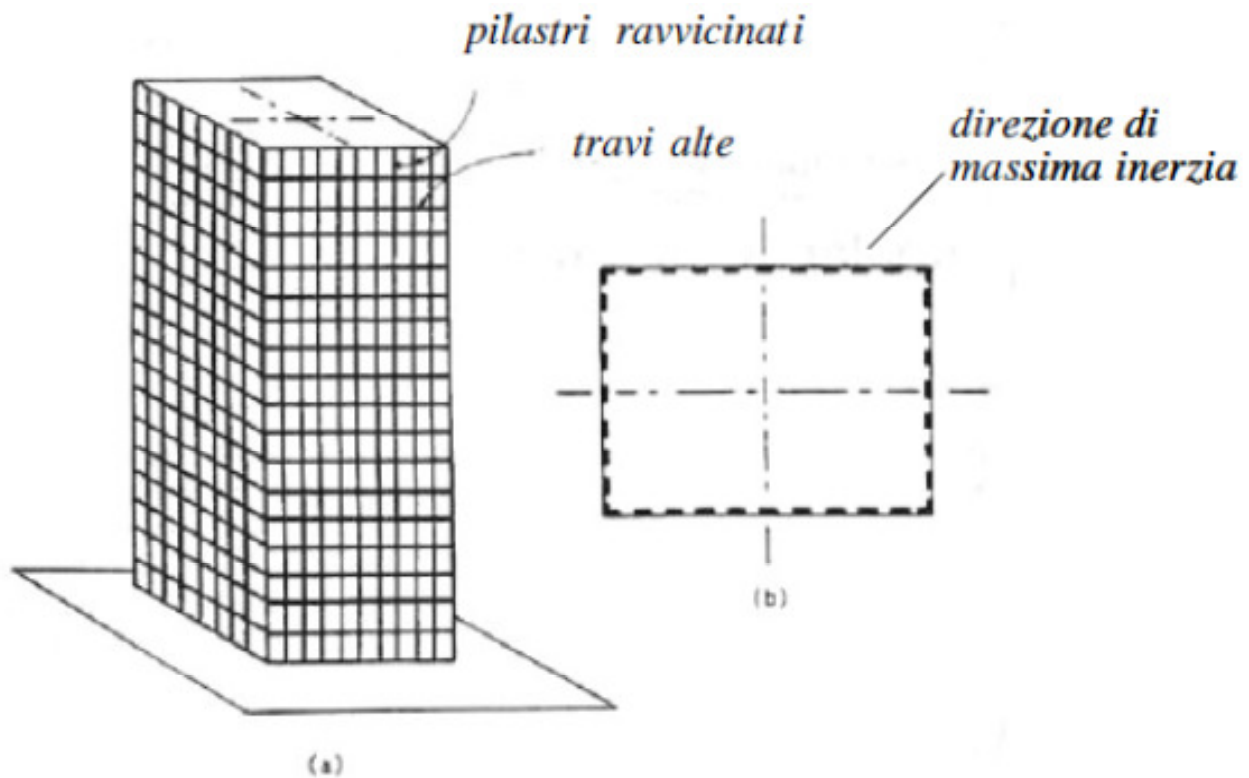


Fig. 1.40 Schema strutturale a tubo intelaiato

In generale, quando si utilizza questo sistema strutturale le colonne esterne vengono collocate ad interasse compreso tra 1 m e 4,5 m assumendo per le travi valori dell’altezza delle travi compresi tra 60 cm e 130 cm. Questa disposizione si ritrovava ad esempio nelle due torri del World Trade Center che furono i primi edifici di altezza rilevante (110 piani) nei quale si utilizzò o schema strutturale a tubo

intelaiato. Le pareti di ciascuna delle due torri erano costituite da telai rigidi formati da 59 colonne in acciaio a sezione quadrata di circa 35cm di lato poste ad un interasse di circa 1 m.

Per ottenere dei telai di rigidezza elevate le travi di connessione tra le colonne avevano un'altezza pari a circa 1,3 m ed i pilastri erano collocati con l'asse forte (cioè l'asse di massima inerzia) parallelo alla facciata, come mostrato in figura. Dal punto di vista architettonico la concentrazione degli elementi strutturali sul contorno consente una grande libertà nella distribuzione interna.



World Trade Center, NY, 110 piani,

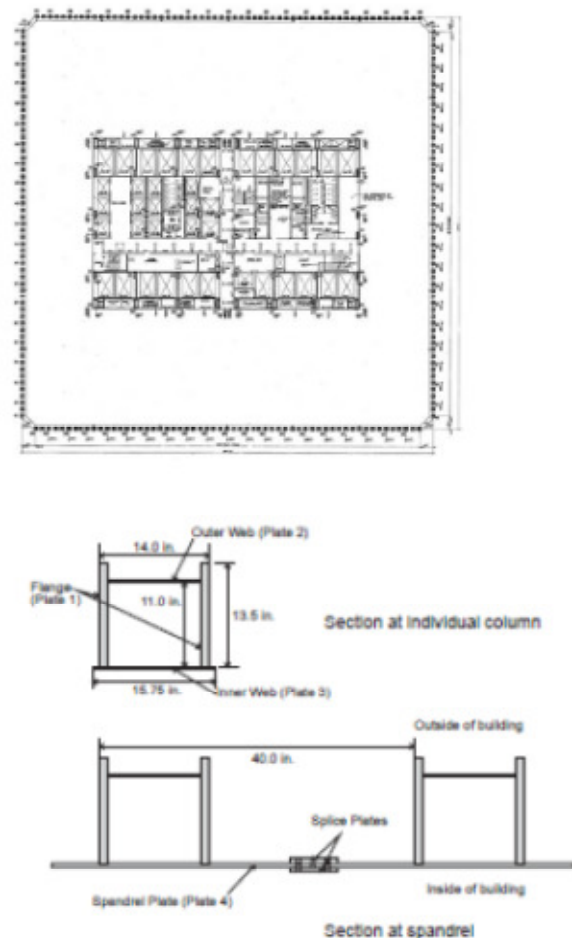


Fig. 1.41 World Trade Center, NY, 110 piani

Inoltre l'uniformità di questo sistema consente l'utilizzo di tecniche di prefabbricazione che riducono notevolmente i tempi ed i costi di costruzione. Per strutture in acciaio questo si realizza mediante l'assemblaggio in officina e successiva installazione di intere porzioni di facciata. Per strutture in cemento armato la ripetitività consente il riutilizzo delle casseforme ai diversi piani dell'edificio.

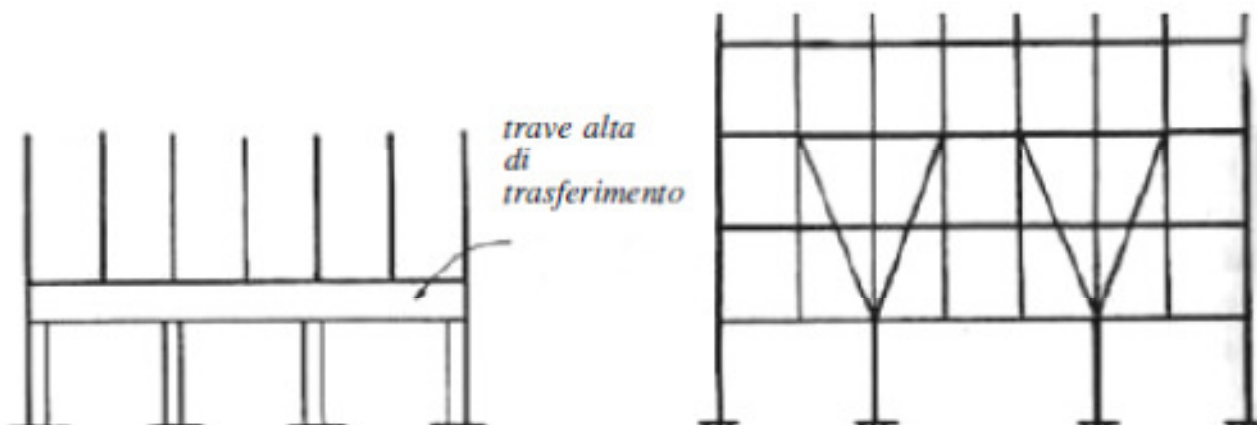


Fig. 1.42 Sistemi di trasferimento carichi di piano terra

La presenza di colonne ravvicinate in facciata può creare problemi al piano terra dove spesso vi sono negozi o ampi spazi aperti al pubblico. Questo problema può essere risolto mediante travi di trasferimento che raccolgono il carico trasmesso dai pilastri ravvicinati e lo trasferiscono ad un numero più modesto di pilastri maggiormente spazati, come rappresentato in figura 1.42 a sinistra. In alternativa si possono utilizzare pilastri inclinati per convogliare il carico verticale verso un numero limitato di pilastri al piano terra, come in figura 1.42 a destra. Il tubo intelaiato diventa inefficiente per altezze superiori ai 60 piani perché richiede dimensioni eccessive di travi e pilastri per ridurre lo shear-lag.

Strutture a tubo reticolare

In questo caso le pareti del tubo sono realizzate mediante travature reticolari.

Questo tipo di struttura presenta una maggiore rigidità delle pareti a telaio a parità delle dimensioni degli elementi strutturali. La travatura reticolare si può realizzare sostituendo o affiancando le colonne esterne mediante aste diagonali in entrambe le direzioni. Il primo edificio per il quale si è realizzata questo tipo di struttura è il John Hancock Center di Chicago progettato da Fazlur Khan per SOM.



Onterie Center, 1985
Skimore, Owings, Merrill (SOM Architects)



John Hancock Center, Chicago
Skimore, Owings, Merrill (SOM Architects)

Fig. 1.43 Esempi di alti edifici a tubo intelaiato

L'Onterie Center di Chicago progettato anch'esso da Khan (SOM) nel 1985 utilizza una struttura in calcestruzzo armato a tubo intelaiato analoga a utilizzata per il John Hancock Center con la differenza che, mentre per la struttura in acciaio di quest'ultimo era stato possibile realizzare delle diagonali continue in acciaio, nel caso della struttura in cemento armato dell'Onterie Center le diagonali sono create riempiendo le aperture con un getto di calcestruzzo.

Per capire il funzionamento ed i vantaggi di queste diagonali su più piani consideriamo separatamente l'effetto delle forze verticali ed orizzontali.

Effetto delle forze verticali

Le colonne d'angolo hanno un'area di influenza minore rispetto a quelle intermedie e quindi sono soggette ad un'azione di compressione minore che, a parità di sezione trasversale, conduce ad accorciamenti minori delle colonne d'angolo rispetto a quelle intermedie.

Supponiamo per il momento che le aste diagonali siano collegate solo alle colonne d'angolo e non a quelle intermedie.

In tale situazione gli spostamenti verso il basso delle diagonali AA_d (e quindi dei punti di intersezione con le colonne) sono controllati dagli accorciamenti delle colonne di estremità e sono inferiori agli accorciamenti AA_c subiti dalle colonne intermedie. Quindi i punti di connessione sulle colonne si spostano verso il basso più dei punti corrispondenti sulle diagonali.

Immaginiamo adesso di ripristinare la connessione tra diagonali e colonne intermedie. Per farlo bisogna applicare in corrispondenza delle forze di trazione alle colonne e delle forze dirette verso il basso alle diagonali.

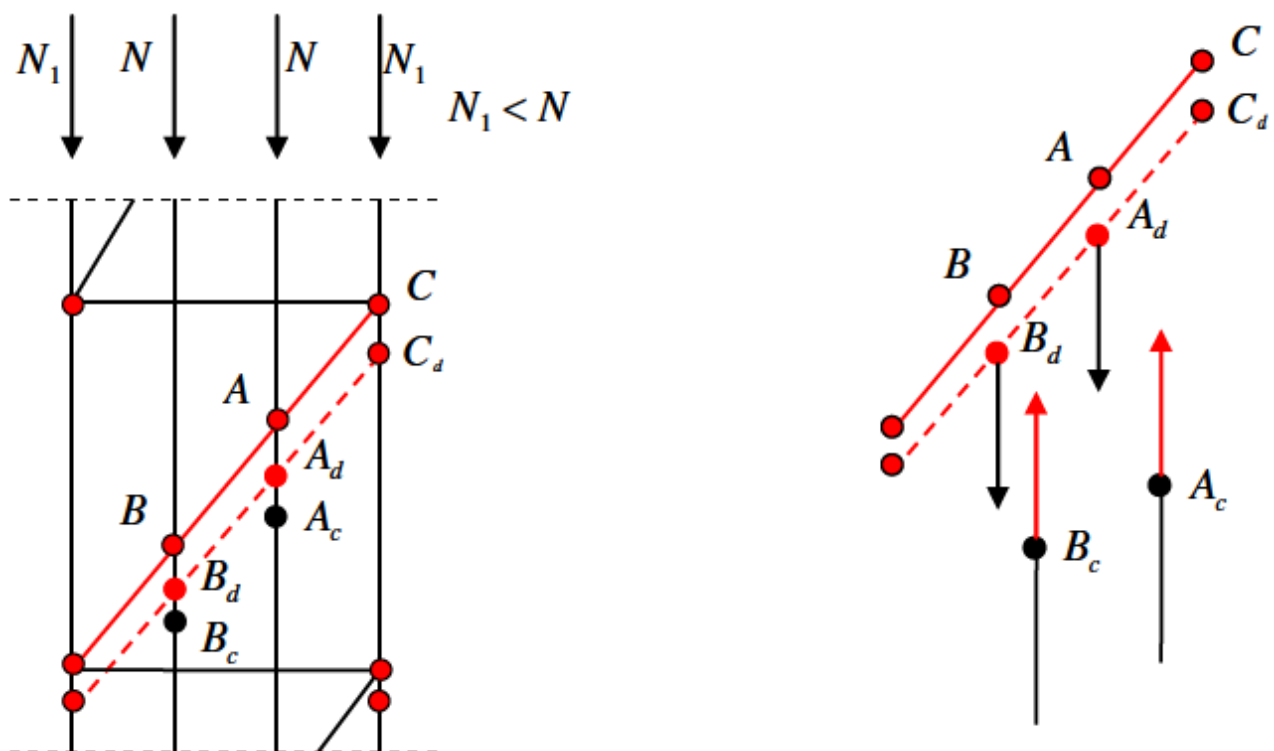


Fig. 1.44 Interazione tra colonne e diagonali

Nelle colonne le forze di trazione vanno a sommarsi alla compressione dovuta ai carichi verticali e quindi l'effetto delle diagonali sulle colonne intermedie è una riduzione dell'azione assiale di compressione.

D'altra parte le forze dirette verso il basso sulle diagonali vengono trasmesse agli estremi delle diagonali stesse e, in corrispondenza dei nodi di estremità, alle colonne d'angolo come azione assiale di compressione che si somma a quella dovuta ai carichi verticali. L'effetto complessivo delle diagonali è quindi quello di riequilibrare la distribuzione delle forze verticali tra le colonne intermedie e d'angolo. Nelle diagonali l'azione assiale di compressione aumenta andando dal nodo di estremità superiore C a quello inferiore D perché aumenta l'azione assiale.

Effetto delle forze orizzontali

Sotto l'azione delle forze orizzontali i **pannelli d'ala** (perpendicolari alla direzione della forza) sono soggetti ad azioni assiali di trazione e di compressione. Questa azione assiale, per effetto dello *shear lag* non è costante tra le colonne ma si riduce per le colonne intermedie.

Consideriamo le colonne dell'ala tesa. Per comprendere l'effetto delle aste diagonali supponiamo inizialmente che esse siano collegate solo alle colonne di estremità. In tale situazione a causa dello *shear lag* le aste diagonali per effetto dell'allungamento delle colonne di estremità, subiscono uno spostamento verso l'alto superiore rispetto a quello delle colonne intermedie che sono soggette ad un'azione assiale inferiore rispetto a quella delle colonne di estremità. Se adesso si immagina di collegare diagonali e colonne bisogna applicare una forza diretta verso l'alto alle colonne intermedie (per sollevare i punti A_c e B_c) e delle forze dirette verso il basso alle diagonali. Tali forze vengono trasferite agli estremi delle diagonali e quindi alle colonne di estremità come azioni di compressione che vanno a ridurre la trazione in tali colonne. Quindi anche in questo caso, l'effetto delle aste diagonali è quello di uniformare le azioni assiali (e quindi le deformazioni) nelle colonne intermedie e di estremità.

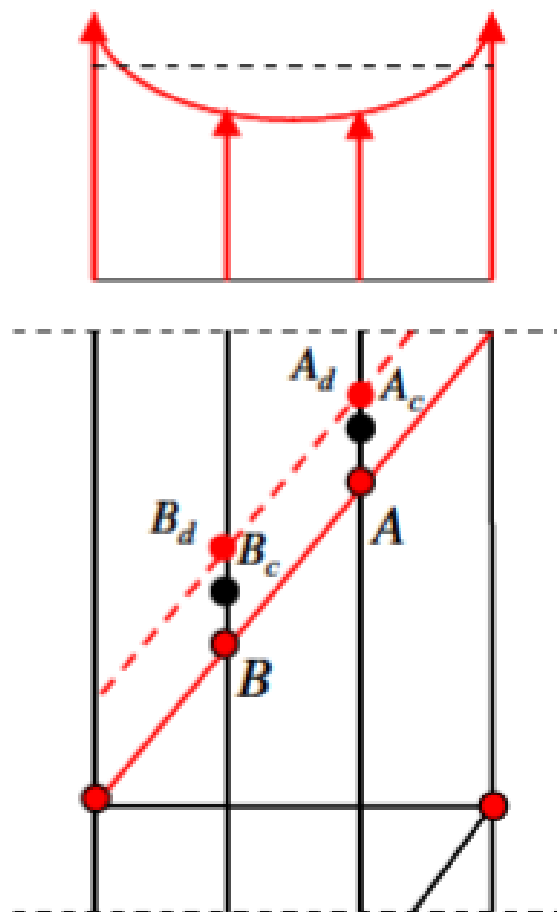


Fig. 1.45 Effetto di shear lag

Sotto l'azione delle forze orizzontali i **pannelli d'anima** (paralleli alla direzione della forza) sono soggetti essenzialmente a flessione e taglio. Il taglio T viene assorbito principalmente dalle aste di parete e dai diagonali e, in misura più modesta dal taglio nei correnti (che in questo caso sono le colonne). La presenza delle diagonali quindi consente una notevole riduzione del taglio nelle colonne.

Il momento M viene assorbito dall'azione assiale nei correnti (ossia dalle colonne). Per effetto dello *shear lag* l'azione assiale nelle colonne di estremità è maggiore di quella che si avrebbe se le sezioni si deformassero rimanendo piane e viceversa per le colonne intermedie. Se si immagina inizialmente di scollegare le diagonali dalle aste intermedie si ha una deformazione delle diagonali del tipo di quella tratteggiata in rosso in figura. Le colonne intermedie, nei punti di intersezione con le diagonali si deformano meno di queste, per effetto dello *shear lag*. Se adesso si vogliono collegare le diagonali alle colonne intermedie bisogna applicare delle forze alle colonne intermedie ed alle diagonali. Tali forze, come già visto a proposito della resistenza alle azioni verticali, producono una redistribuzione dell'azione assiale aumentando quella nelle colonne intermedie e riducendo quella nelle colonne di estremità.

La riduzione dello *shear lag* tra colonne di estremità ed intermedie consente di aumentare la luce tra le colonne perchè non è più richiesta una rigidità elevata delle travi di piano che possono inoltre essere realizzate con altezze più modeste. Questo consente una maggiore libertà nella collocazione delle aperture. Rispetto al tubo intelaiato la struttura a tubo reticolare presenta il vantaggio di consentire interassi maggiori dei pilastri (perché la presenza delle diagonali riduce il fenomeno dello *shear lag*) e quindi una maggiore libertà nella facciata anche se la presenza delle diagonali in facciata è comunque un vincolo. Gli svantaggi di questo tipo di struttura, risiedono nell'elevato numero di nodi (costi elevati) e nella scarsa efficienza della struttura nell'assorbire le azioni verticali perché a parità di forza verticale le aste inclinate richiedono una sezione di dimensioni maggiore rispetto a pilastri verticali. Per questi motivi in molti casi si preferisce aggiungere ai pilastri verticali delle aste diagonali. In questo modo le diagonali irrigidiscono le pareti del tubo collegando tra loro i pilastri favorendone il funzionamento di gruppo sotto l'effetto delle azioni verticali.

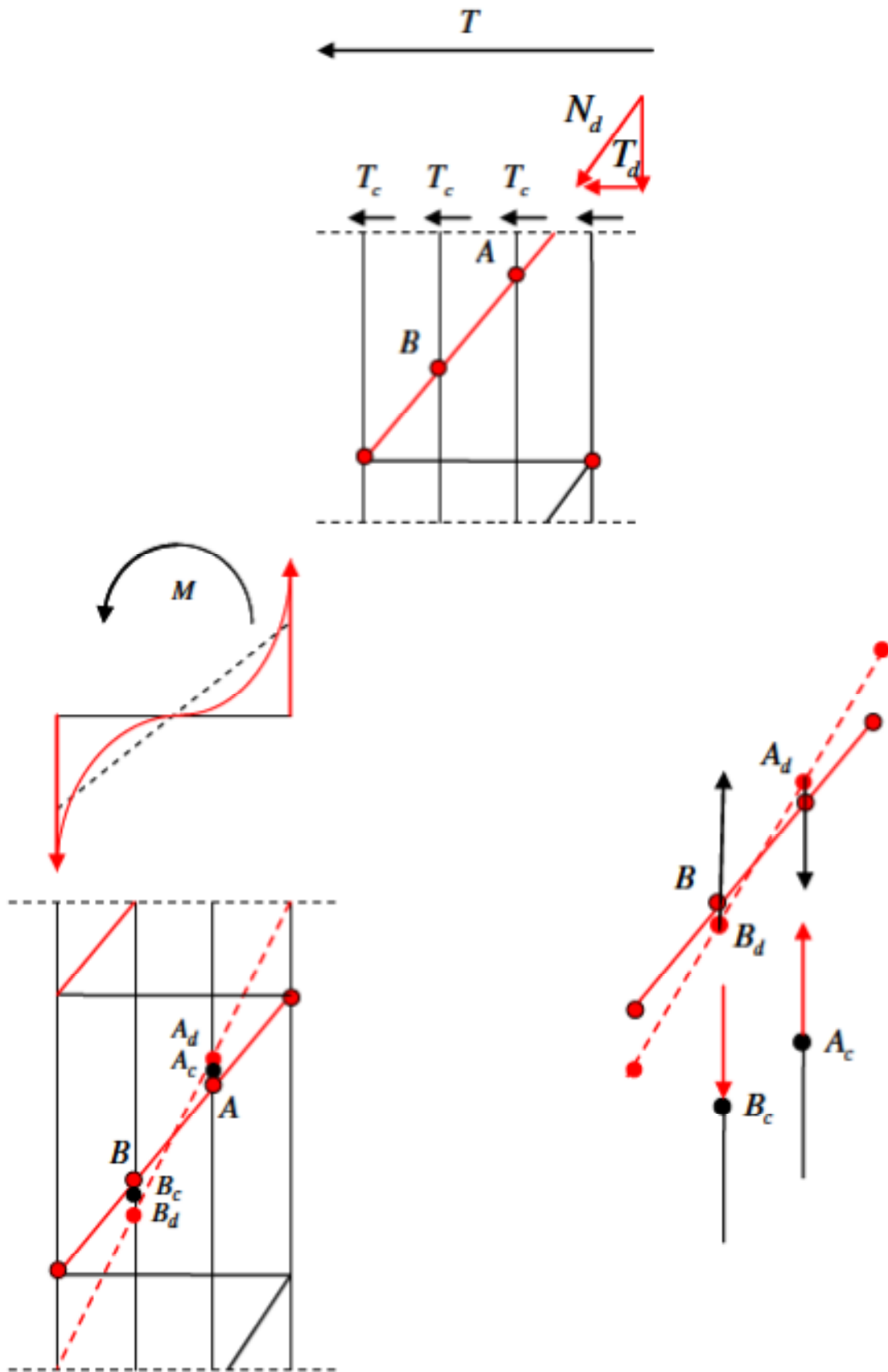


Fig. 1.46 Effetto di shear lag

Strutture a tubi concentrici

Un incremento della rigidezza della struttura tubolare si può ottenere affiancando al tubo esterno (“*guscio*”) un *nucleo* interno, in genere utilizzato per alloggiare gli ascensori ed gli impianti, che collabora all’assorbimento delle azioni orizzontali.

Il nucleo stesso può essere realizzato mediante un altro tubo che può essere un nucleo in c.a., un tubo intelaiato oppure un tubo reticolare. Il guscio ed il nucleo collaborano nell’assorbimento delle forze orizzontali e verticali. Un esempio di questo tipo di struttura è lo One Shell Plaza costruito a Houston nel 1971 in cui il nucleo interno in cemento armato collabora con il tubo intelaiato esterno.

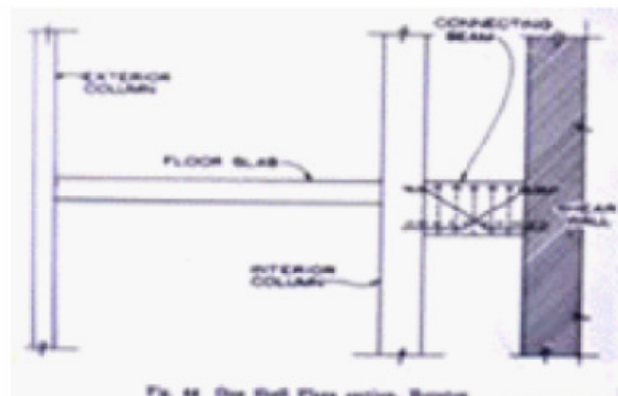
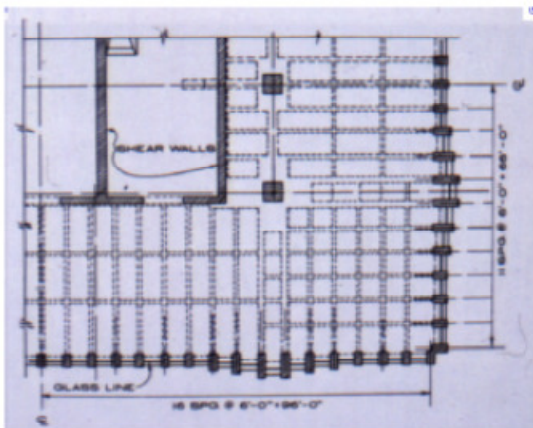


Fig. 48 One Shell Plaza section, Boston

One Shell Plaza , Houston, 52 piani, 1971

Fig. 1.47 One Shell Plaza, Houston, 52 piani, 1971

Strutture a fasci di tubi

Per edifici molto alti la struttura a tubo singolo diventa inefficiente a causa del fenomeno dello *shear lag*. Tale fenomeno può essere notevolmente ridotto mediante l'aggiunta di telai interni che costituiscono delle anime aggiuntive che irrigidiscono le facce del tubo. I telai interni operano una suddivisione del tubo in un "fascio di tubi" ciascuno di dimensioni più modeste del principale e nel quale è ridotto lo shear lag.

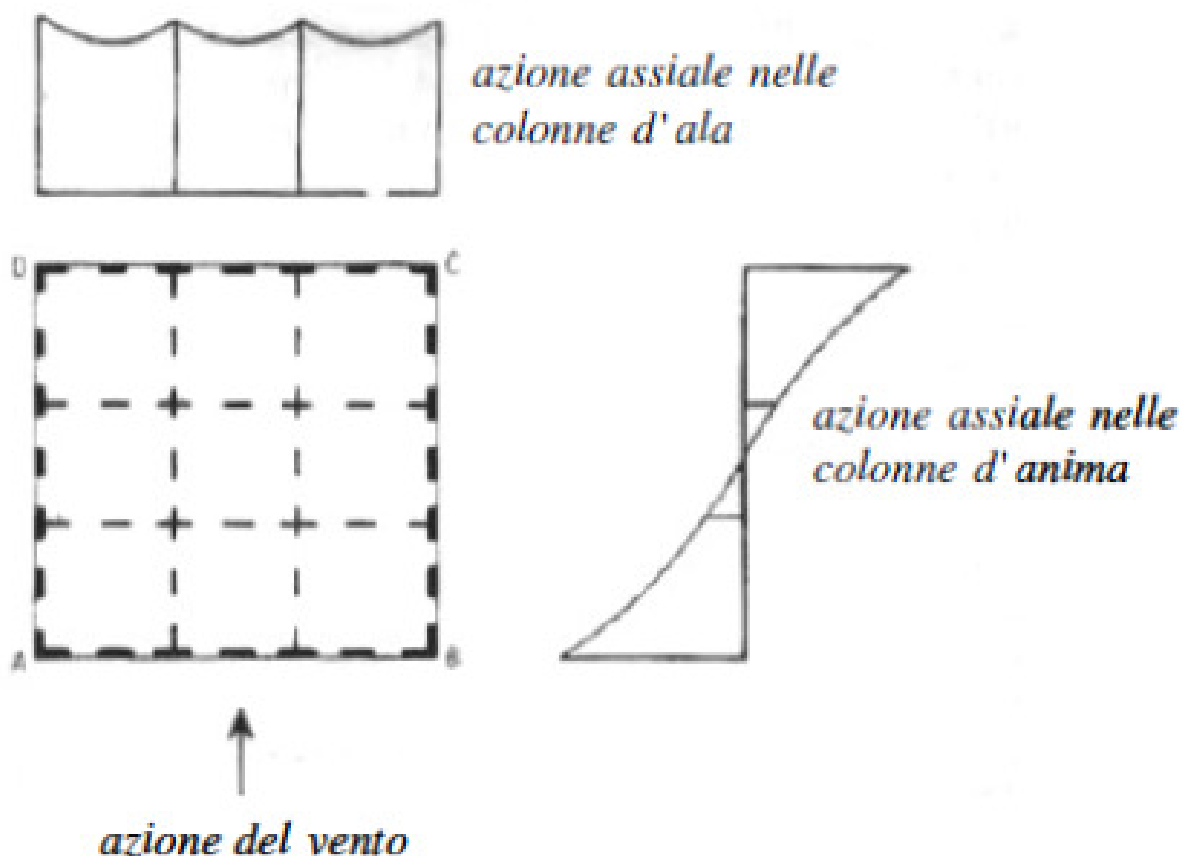


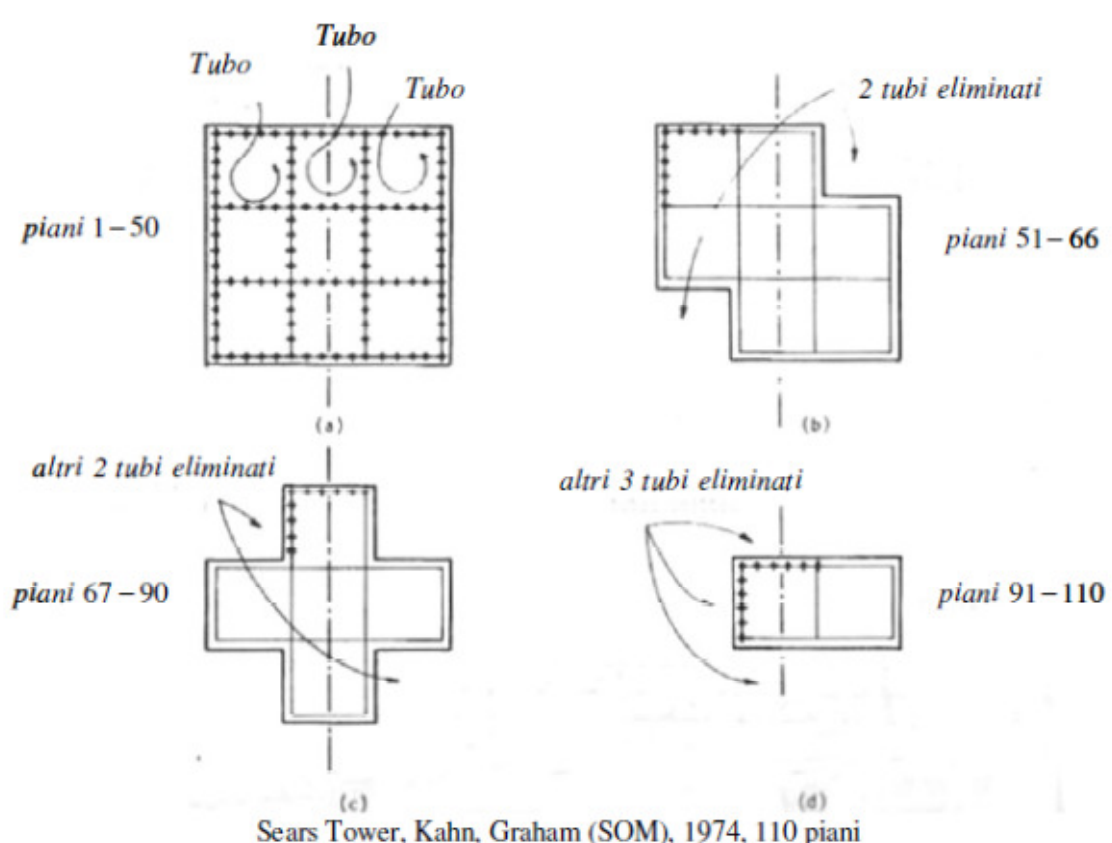
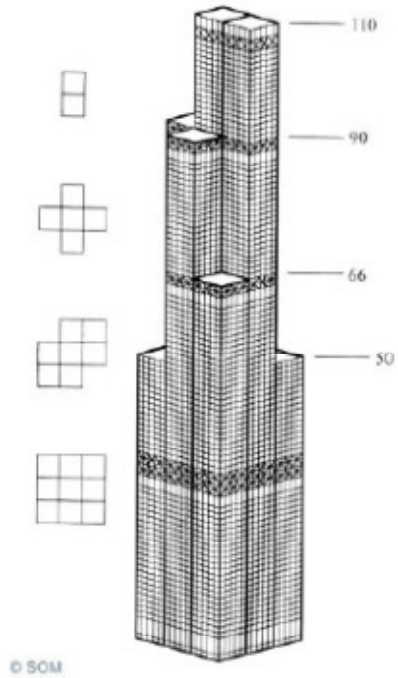
Fig. 1.48 Schema strutturale a fasci di tubi ed effetto shear lag

Quando una struttura di questo tipo è soggetta ad azioni orizzontali, l'elevata rigidità dei solai impone l'uguaglianza degli spostamenti dei telai interni e della struttura tubolare esterna. L'aliquota di forza orizzontale assorbita da ciascuno dei telai interni sarà proporzionale alla sua rigidità. In questo modo le colonne più lontane dagli spigoli dell'edificio sono mobilitate direttamente dalle anime interne e quindi, deformandosi maggiormente, assorbono una maggiore aliquota di azione assiale rispetto al caso della struttura a tubo esterno in cui essi vengono mobilitati dalle anime esterne tramite le travi di piano.

Quindi in sintesi la presenza delle anime interne riduce la disuniformità delle forze nelle colonne causata dallo shear lag. Le azioni assiali nei pilastri sono più vicine a quelle che si hanno in una sezione tubolare.

Una struttura di questo tipo può essere considerata un insieme di tubi connessi a formare un'unica sezione in cui i telai nella direzione del vento assorbono il taglio e le flange assorbono il momento flettente indotti dalle azioni del vento.

Il fascio di tubi può essere rastremato in altezza terminando un certo numero di tubi ad altezza diverse. La torsione derivante dalla conseguente asimmetria della sezione viene facilmente assorbita grazie alla forma tubolare della sezione. I vantaggi di questo tipo di struttura consistono nella possibilità di incrementare la distanza tra le colonne in facciata e di ridurre lo spessore delle travi rispetto ad una struttura tubolare perché in questo caso la maggiore rigidità dei pannelli in facciata è garantita dalla presenza dei telai d'anima interni. Dal punto di vista architettonico questo consente aperture di dimensioni maggiori rispetto ad una struttura a tubo singolo. Le anime interne possono essere realizzate mediante telai oppure mediante pareti di taglio accoppiate a telai. La prima struttura in cui questo schema è stato utilizzato fu la Sears Tower di Chicago progettata da Kahn per SOM in acciaio.



Sears Tower, Kahn, Graham (SOM), 1974, 110 piani

Fig. 1.49 Sears Tower, Khan, Graham (SOM), 1974, 110 piani

Anche l'edificio One Magnificent Mile a Chicago, completato nel 1983 fu progettato da Khan (SOM) utilizzando lo stesso concetto alla base della Sears Tower ossia

quello di fascio di tubi. In questo caso però la struttura è in cemento armato e consiste di tre tubi esagonali ciascuno dei quali termina ad un'altezza diversa.



One Magnificent Mile building, Chicago

Fig. 1.50 One Magnificent Mile building, Chicago

1.1.8. STRUTTURE DIAGRID

Derivano dai tubi intelaiati ma, a differenza di quelli, non prevedono la presenza di elementi verticali. Le forze verticali, così come quelle orizzontali, vengono assorbite da una **GRI**glia di **DI**Agonali (da cui il nome) collocate sulla facciata dell'edificio. Le diagonali assorbono il taglio prodotto dalle azioni orizzontali in modo molto più efficiente degli elementi verticali ed inoltre la collocazione della struttura portante in facciata aumenta l'altezza utile della sezione consentendo di assorbire in modo efficiente la flessione. Quindi rispetto ai sistemi tubolari il vantaggio delle *diagrid* consiste nel fatto che le diagonali incrementano anche la resistenza a taglio oltre che quella a flessione. Uno dei primi esempi di questo tipo di struttura è l'IBM building

costruito a Pittsburgh nel 1963 con un'altezza di soli 13 piani. Solo recentemente la struttura diagrid è stata utilizzata per edifici alti come ad esempio nell'edificio 30 St Mary Axe a Londra (Swiss Re Building), nell' Hearst Headquarters progettato a New York da Norman Foster o nel Capital Gate di Abu Dhabi.



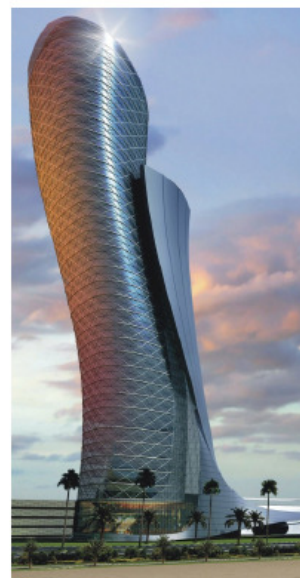
IBM Building, 1963, Pittsburgh



30 St Mary Axes



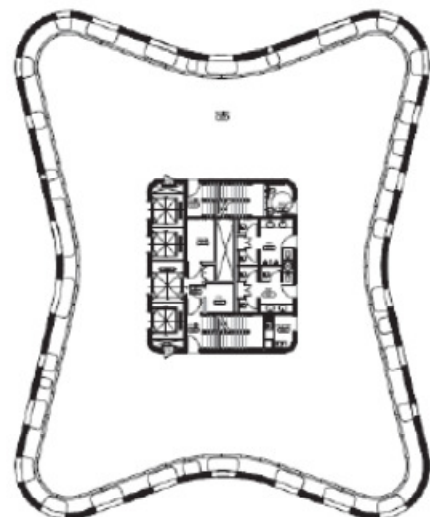
Hearst Headquarters, New York, Norman Foster



Capital Gate Abu Dhabi,

Fig. 1.51 Esempi di alti edifici con struttura DiaGrid in acciaio

In tutti questi edifici lo schema diagrid è stato realizzato mediante elementi strutturali in acciaio. Anche utilizzando il calcestruzzo armato è possibile realizzare il trasferimento dei carichi mediante una griglia diagonale come è stato fatto ad esempio nell'edificio COR a Miami progettato da Oppenheim Architecture o nell'edificio O-14 progettato a Dubai da RUR Achitecture.



COR Building, Miami

O-14 building, Dubai, RUR Architecture, 22 story

Fig. 1.52 Esempi di alti edifici con struttura DiaGrid in calcestruzzo armato

Le aperture, apparentemente collocate in maniera casuale, seguono in realtà uno schema preciso che segue l'andamento diagonale degli elementi in cemento armato cui viene affidato l'assorbimento sia delle forze orizzontali sia di quelle verticali. Il nucleo centrale contribuisce in maniera significativa alla resistenza a taglio della struttura. L'esoscheletro ha spessore di 40 cm e non ha sola funzione strutturale ma anche di climatizzazione dell'edificio. Le aperture vengono in questo caso progettate solo dopo che l'interno della struttura, forma in pianta e nucleo, sono fissate in forma definitiva; esse vengono realizzate introducendo nella rete di ferri d'armatura disposti secondo le diagonali delle forme di polistirene espanso tagliate in fabbrica. Infine vengono disposte le cassature di piano che vengono spostate verso la sommità a stadi e viene gettato calcestruzzo ad alta resistenza additivato con fluidificanti.



Step 1: polystyrene void forms in the rebar

Fig. 1.53 Forme di polistirene per il getto del calcestruzzo



Step 2: casting a floor



Step 3: movement of the scaffolding

Fig. 1.54 Esempi di fasi realizzative di DiaGrid in calcestruzzo armato



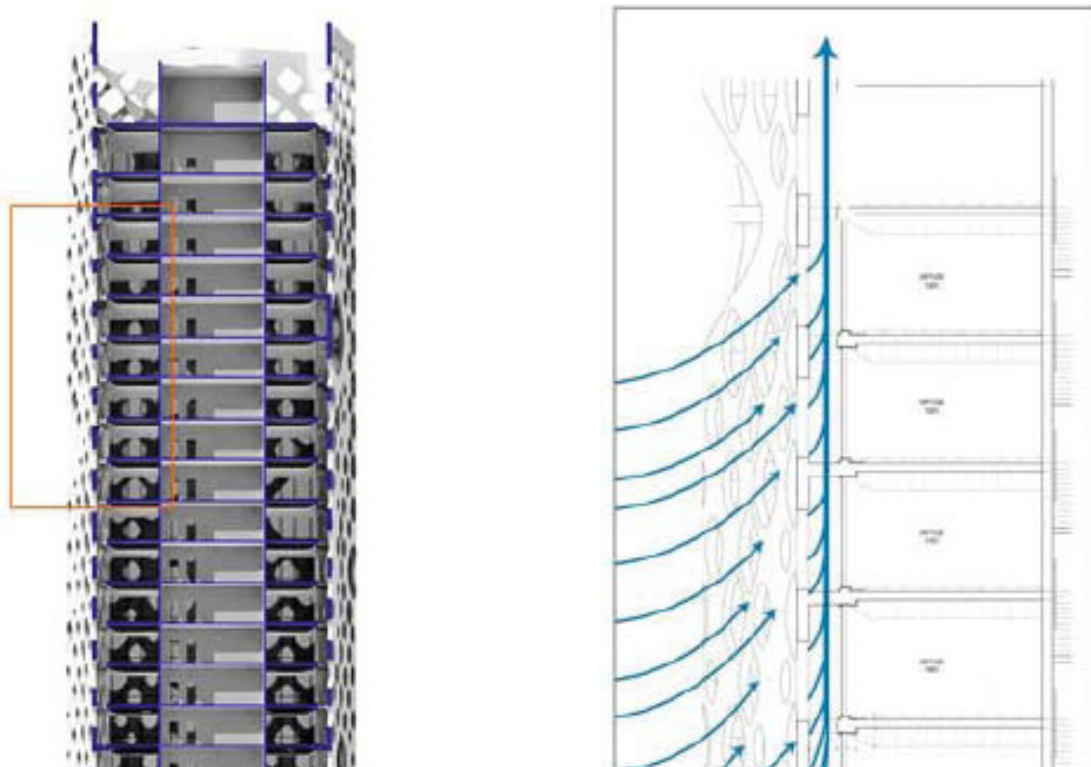
Overview of the process



Interior under construction

Fig. 1.55 Esempi di fasi realizzative di DiaGrid in calcestruzzo armato

Ad 1 m di distanza dall'esoscheletro all'interno dell'edificio è prevista una facciata di vetro strutturale che copia la forma dell'esoscheletro e consente di realizzare nell'apertura tra questa e l'esoscheletro stesso un effetto camino che raffresca l'interno dell'edificio, realizzando in pratica una facciata ventilata.



Double facade with chimney-effect

Fig. 1.56 Effetto camino realizzato tra facciata interna ed esoscheletro in c.a.

Dall'interno dell'edificio il sistema vetrata-esoscheletro appare così:



Impression interior

Fig. 1.57 Vista interna del sistema costruttivo

In ogni caso il progetto dei ferri d'armatura non risulta molto problematico, salvo la corretta disposizione degli stessi nelle cassature, in quanto la morfologia dell'esoscheletro tende a far lavorare le membrature diagonali prevalentemente a sforzo assiale, impegnandole poco a flessione; comunque ferri d'armatura sono necessari anche per l'assorbimento delle deformazioni da ritiro e viscosità del calcestruzzo che, in un sistema così rigido come questo, possono creare seri problemi; è da specificare inoltre che, rispetto ad una struttura DiaGrid d'acciaio, ora la rigidità flessionale dei nodi è maggiore ed il sistema risulta globalmente più rigido.

Una peculiarità importante dell'uso del calcestruzzo per la realizzazione di strutture DiaGrid riguarda l'organizzazione degli ancoraggi delle lastre d'impalcato con l'esoscheletro, organizzazione che richiede un'attenzione particolare alla progettazione delle aperture dello stesso. L'entità delle aperture in corrispondenza di ogni piano possono non essere sufficientemente ridotte da consentire un adeguato trasferimento dei carichi dai solai all'esoscheletro, influenzando quindi significativamente sull'entità della luce delle lastre d'impalcato.

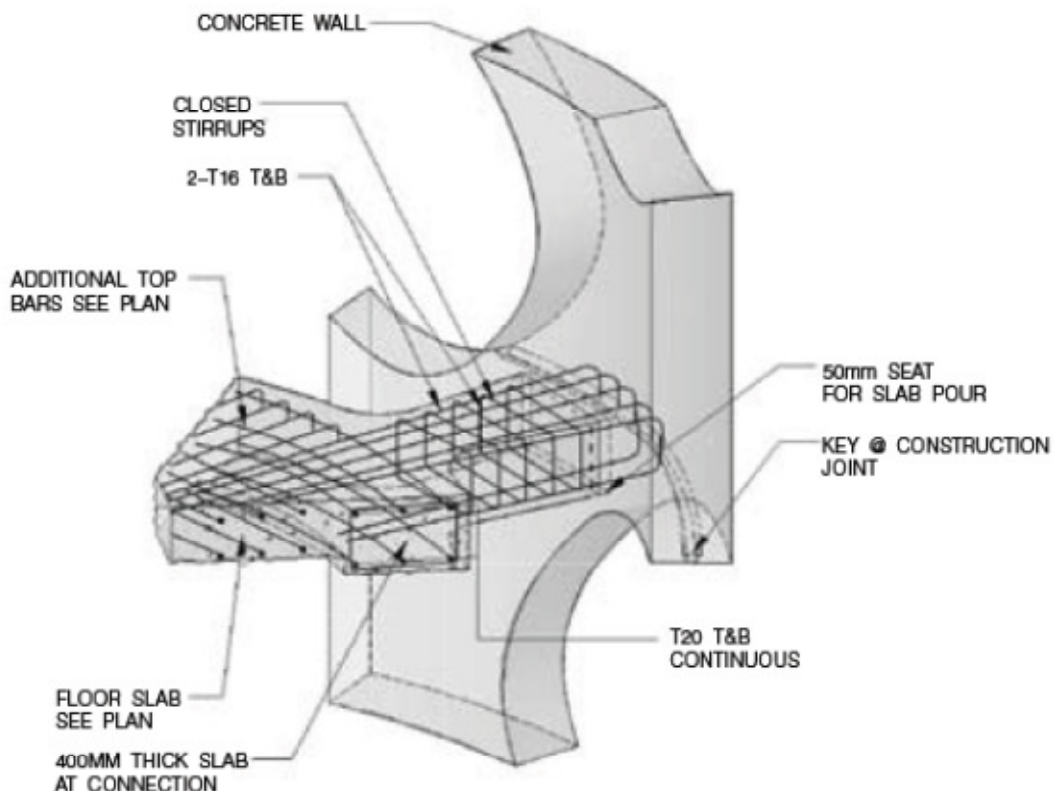


Figure 4: Slab connection to the exterior wall.

Fig. 1.58 Ancoraggio delle solette di piano in c.a. all'esoscheletro

1.2.EFFETTI DEI FENOMENI LENTI NEL CALCESTRUZZO E DELLA TEMPERATURA

1.2.1. Fenomeni lenti nel calcestruzzo

Il fenomeno del **ritiro** consiste nella variazione di volume degli elementi di calcestruzzo che si verifica a causa della variazione del contenuto d'acqua del materiale. Questo determina una riduzione del volume se la maturazione del cls avviene in aria, un incremento del volume se la maturazione avviene in acqua. Il **fluage** è una deformazione che si manifesta nel cls sotto carichi costanti ed è dovuta alla parziale migrazione dell'acqua chimicamente non combinata verso i vuoti disponibili. Anche il fluage ha come conseguenza una contrazione volumetrica degli elementi strutturali in c.a.

Entrambi i fenomeni hanno un'evoluzione nel tempo caratterizzata da valori della variazione di volume elevata nella fase iniziale che si riduce progressivamente nel tempo: più o meno il 40% della deformazione totale avviene nei primi 28 giorni mentre nei primi 6 mesi avviene circa il 70% della deformazione totale. Sia il ritiro che il fluage producono deformazioni irreversibili.

La differenza tra i due fenomeni dipende essenzialmente dal fatto che il fluage dipende dal carico applicato mentre il ritiro è indipendente da esso.

1.2.2. Effetti dei fenomeni lenti sulle strutture

Le deformazioni dovute a ritiro e fluage dipendono della percentuale di armatura, dal rapporto volume/superficie e dalle caratteristiche del materiale (rapporto acqua/cemento). In particolare tali deformazioni si riducono all'aumentare dell'armatura e del rapporto volume/superficie.

Negli edifici alti pilastri o pareti di taglio adiacenti possono avere percentuali di armatura diverse dovute a valori diversi delle azioni verticali (prodotte per esempio da aree di influenza diverse) oppure a sforzi non uniformi prodotti dalle azioni orizzontali. Questo induce accorciamenti diversi dei pilastri adiacenti e di conseguenza sollecitazioni di taglio e flessione nelle travi che li collegano. L'azione delle travi di collegamento produce una redistribuzione degli sforzi. Un problema analogo può presentarsi nel caso di un pilastro collocato vicino ad una parete di taglio. Quest'ultima a causa di valori inferiori sia del rapporto volume/superficie sia della percentuale di armatura è soggetta a deformazioni lente più elevate del pilastro. La trave di collegamento in questo caso opererà un trasferimento parziale di carico

dalla parete al pilastro. Le deformazioni differenziali possono causare danni sia agli elementi non strutturali come pareti di tamponamento, infissi sia agli elementi strutturali come travi o solette di collegamento se non adeguatamente progettate tenendo conto di questi fenomeni lenti.

Le differenze di deformazione tra elementi adiacenti si sommano ai vari piani dell'edificio e quindi gli effetti aumentano con l'altezza diventando sempre più importanti al crescere dell'altezza totale dell'edificio.

L'effetto dei fenomeni lenti può essere influenzato anche dai procedimenti costruttivi. Per esempio i vani scala o ascensore in genere vengono costruiti per primi. Questo implica che la maggior parte delle deformazioni avviene prima che le travi i pilastri ed i solai vengano gettati in opera. Quando i pilastri vengono gettati in opera subiscono anche loro un accorciamento ma nella fase iniziale la deformazione differenziale rispetto al nucleo è massima. Di conseguenza sono massimi anche gli sforzi nelle travi di collegamento tra pilastri e nucleo.

1.2.3. Effetti della temperatura sulle strutture

Le deformazioni prodotte dalle variazioni termiche, contrariamente a quelle derivanti dai fenomeni lenti nel calcestruzzo, sono elastiche ossia reversibili ed inoltre variano continuamente con le stagioni e durante il giorno per tutta la vita della struttura. Tra elementi strutturali adiacenti possono verificarsi differenze di temperatura significative come accade ad esempio tra pilastri esterni ed interni quando la struttura è esposta in facciata e all'interno dell'edificio è in funzione l'aria condizionata d'estate o il riscaldamento durante l'inverno.

I pilastri in facciata sono soggetti ad allungamenti durante l'estate e ad accorciamenti durante l'inverno che invece non si verificano o si verificano in misura più modesta per i pilastri interni che si trovano in un ambiente a temperatura controllata. Anche la differenza di temperatura tra facciate soggette all'irraggiamento solare e facciate in ombra può determinare l'inflessione dell'edificio dovuta alla diversa variazione di lunghezza dei pilastri. È stato stimato che lo spostamento in sommità di un edificio, conseguente a tale inflessione, può raggiungere entità pari anche al 20% degli spostamenti indotti dall'azione del vento. In generale gli elementi maggiormente soggetti ad inconvenienti derivanti dalle variazioni termiche sono i pilastri che, soprattutto negli edifici alti, hanno lunghezza molto maggiore delle travi. Invece le travi di collegamento tra pilastri esterni ed interni, se lo schema statico è iperstatico ossia se costituiscono un vincolo al movimento differenziale tra i pilastri che collegano, sono soggette a flessione e taglio e questo, a sua volta, provoca un incremento di flessione e di azione assiale nelle colonne.

1.2.4. Limitazione degli effetti dei fenomeni lenti e della temperatura

Per ridurre le deformazioni differenziali tra gli elementi strutturali si adottano svariati accorgimenti:

- 1) utilizzo di opportune miscele per il materiale calcestruzzo;
- 2) controllo della fase di presa del calcestruzzo;
- 3) cura delle fasi di costruzione;
- 4) posizionamento di percentuali di armatura confrontabili in elementi adiacenti;
- 5) scelta di schemi strutturali che conducano a livelli di sforzo confrontabili in elementi strutturali adiacenti
- 6) riduzione delle variazioni di temperatura tra elementi strutturali mediante sistemi di protezione.

Nel *Place Victoria* progettato da Moretti e Nervi le quattro megacolonne angolari in cemento armato se, come Moretti avrebbe voluto, fossero state rialzate in cemento armato a vista, sarebbero state soggette a rilevanti differenze di temperatura con il nucleo interno. Tali differenze che, durante le fredde giornate invernali avrebbero potuto raggiungere i 50°-60°C, avrebbero comportato sforzi elevatissimi nella struttura. Per evitare questa circostanza si resero le colonne “parte del sistema strutturale interno” collocando le tamponature (realizzate mediante pannelli di calcestruzzo prefabbricato) all'esterno dei pilastri. In questo modo la circolazione dell'aria tra pilastri e tamponature consente di tenere questi ultimi alla stessa temperatura nel nucleo interno ossia di mantenere tutta la struttura alla stessa temperatura. Per spiegare questa necessità di mantenere tutta la struttura a temperatura uniforme Nervi era ricorso ad un'analogia biologica: in natura gli animali hanno la loro “struttura” collocata interamente all'interno del loro corpo o, come nel caso delle tartarughe, interamente all'esterno del loro corpo. Non esistono animali che hanno parte della loro struttura interna e parte esterna.

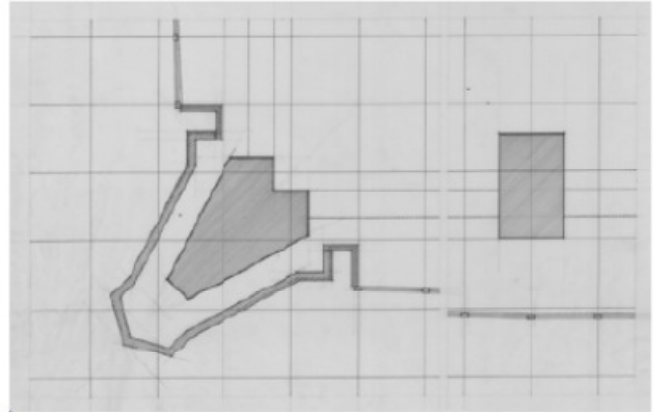
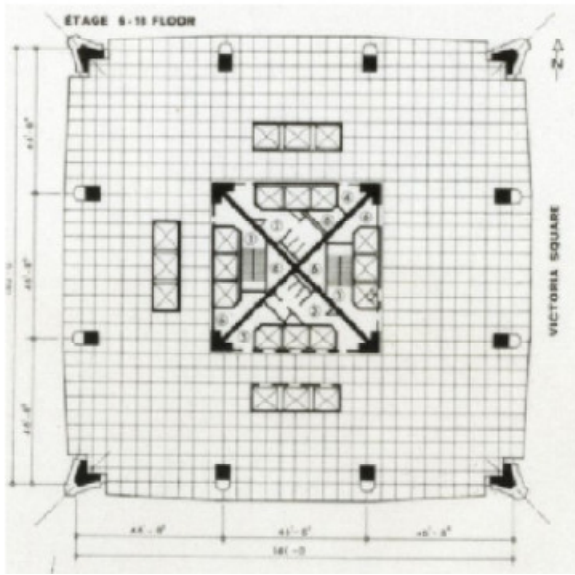


Fig. 1.59 Pianta struttura Outrigger della Place Victoria Ttower, Nervi, Moretti

Per rendere più chiaramente i concetti espressi in precedenza si propone una classificazione veloce degli schemi strutturali per la struttura interna ed esterna, ottenuta da Fazlur Khan negli anni '60 e '70.

Per quanto riguarda la struttura interna le tipologie più significative sono le seguenti:

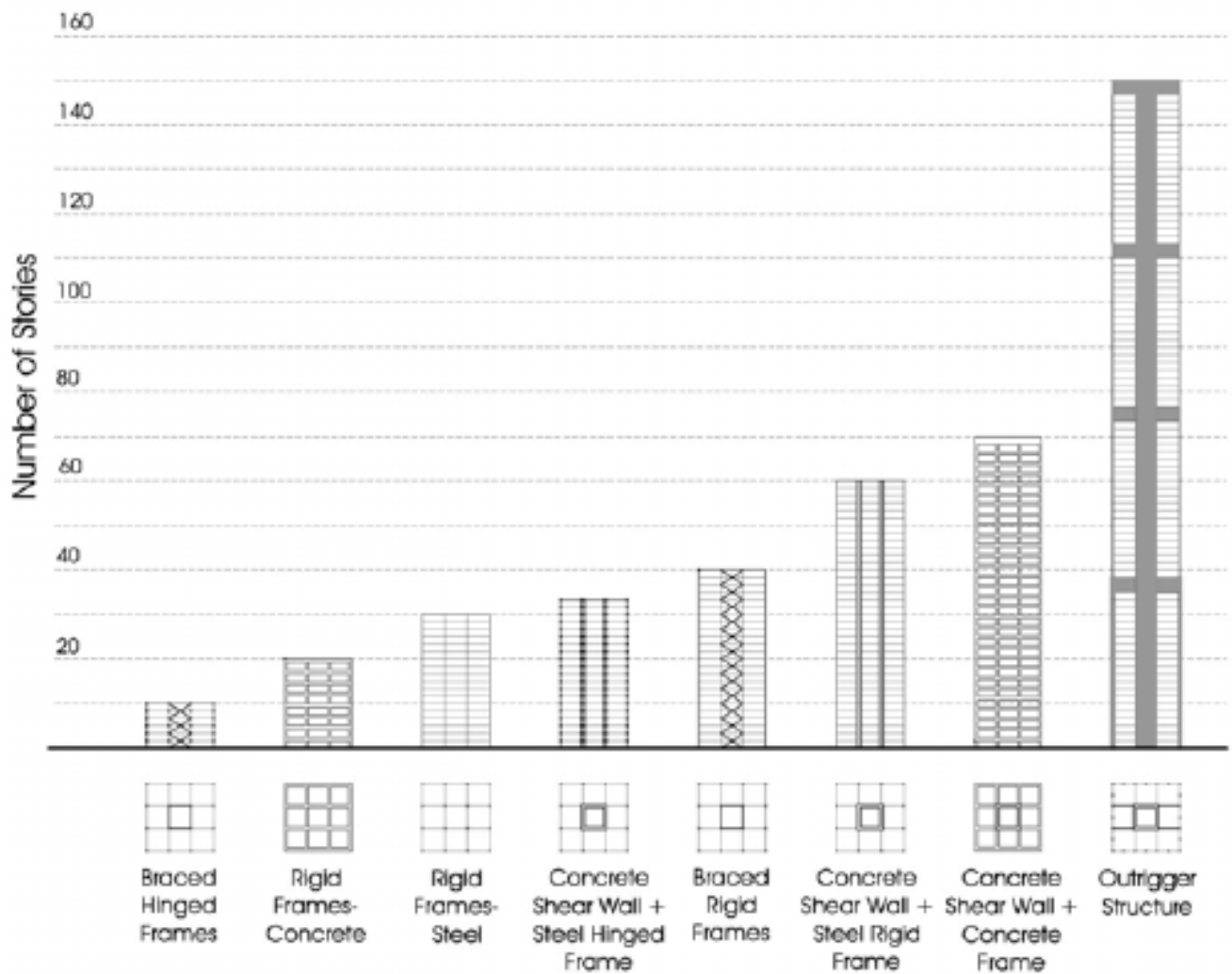


Fig. 1.60 Tipologie di strutture interne per alti edifici in base al numero di piani

Analogamente per quanto riguarda la struttura esterna le più utilizzate sono:

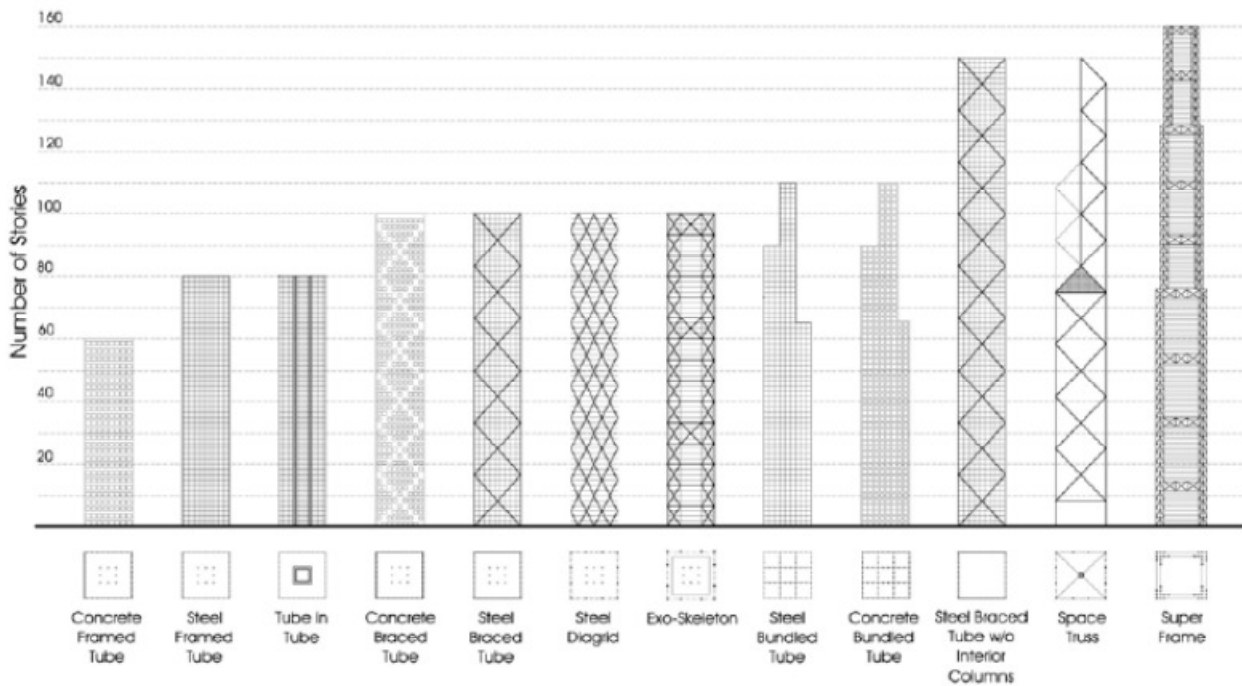


Fig. 1.61 Tipologie di strutture esterne per alti edifici in base al numero di piani

1.3. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE DEI SISTEMI DIAGRID

Come detto precedentemente le strutture DiaGrid costituiscono ad oggi il passo ultimo dell'evoluzione degli alti edifici e probabilmente la tipologia strutturale migliore per grattacieli di media altezza (dai 100 ai 300 m). La loro peculiarità è quella di presentare un nucleo interno (in genere in calcestruzzo armato ma può anche essere d'acciaio) che contiene i vani ascensori e vani scale ed essere organizzati all'esterno secondo una struttura reticolare di aste d'acciaio che formino una maglia a losanga. A questa struttura esterna e al nucleo vengono vincolati i solai, poi cerchiati da travi di bordo in corrispondenza dei nodi di intersezione delle membrature e dei solai intermedi (per chiudere la maglia reticolare che altrimenti si aprirebbe sotto i carichi verticali). È importante che i solai non siano vincolati rigidamente all'esoscheletro ma che sia prevista una soluzione che ne prevede lo scorrimento (anche se limitato) in modo da evitare l'instaurarsi di tensioni di trazione che possano mandare in crisi le lastre d'impalcato.

Al tempo stesso la connessione tra l'esoscheletro e il nucleo interno deve essere prevista con controventi di piano metallici adeguatamente dimensionati, in modo da

permettere la trasmissione delle sollecitazioni di taglio (indotte dai carichi orizzontali da vento e sisma) tra esoscheletro e nucleo.

È ben visibile in figura seguente il particolare appena descritto. Sono presenti piccole travi di bordo in corrispondenza di ogni solaio, mentre il solaio vincolato all'altezza dei nodi di intersezione dei diagonali è dotato di travi di bordo molto più grandi, atte ad assorbire le trazioni indotte dalla maglia reticolare a losanga che sotto carichi verticali tende ad aprirsi. L'effetto di apertura della maglia si verifica ancora di più se la struttura DiaGrid esterna presenta curvatura in piano o in altezza, come verrà discusso più avanti.



Fig. 1.62 Struttura DiaGrid in costruzione, Hearst Tower, NY

Per una disposizione a pianta rettangolare tipicamente si adotta una struttura con pilastri esterni di bordo, disposti agli angoli dell'edificio, o senza pilastri esterni, come nella Hearst Tower di New York. I nodi dove convergono le membrature sono semirigidi o rigidi con bullonature e saldature.



Fig. 1.63 Nodo di struttura DiaGrid in fabbricazione

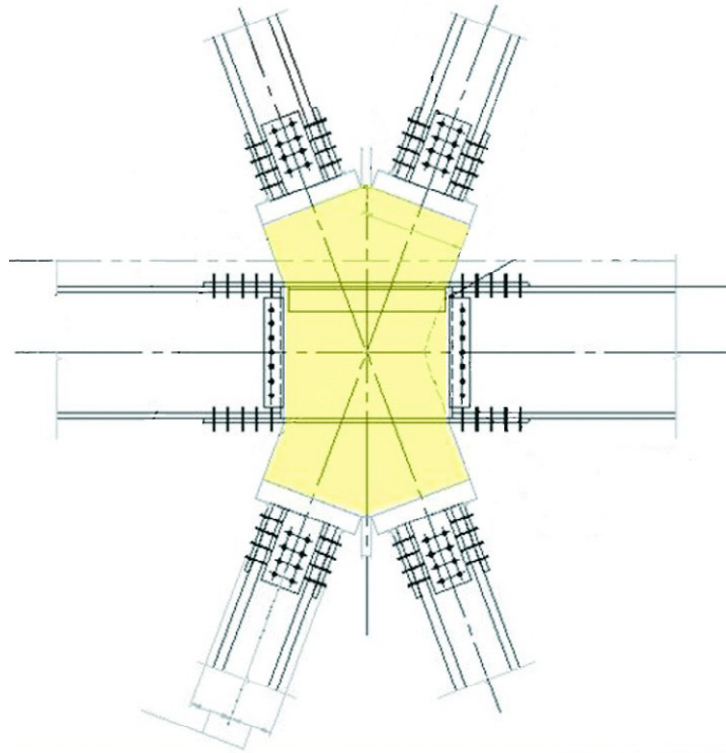


Fig. 1.64 Nodo di struttura DiaGrid, assi delle membrature concorrenti

In ogni caso l'assenza di pilastri interni tra il nucleo e l'esoscheletro comporta maggiore sfruttabilità dello spazio interno, rendendo questa tipologia particolarmente interessante per realizzare edifici ad uso uffici.

1.3.1. Comportamento statico delle strutture DiaGrid

Le caratteristiche più interessanti di tale tipologia strutturale si riassumono nelle seguenti:

- Rispetto ambientale: da studi operati nel settore, emerge che tali tipi di strutture consentono un notevole risparmio di materiali e allo stesso tempo una maggiore illuminazione degli ambienti interni, consentendo di realizzare edifici a basso impatto ambientale. Si veda la figura sottostante per capire l'andamento del consumo di acciaio per edifici a diversa altezza e al variare dell'indice s:

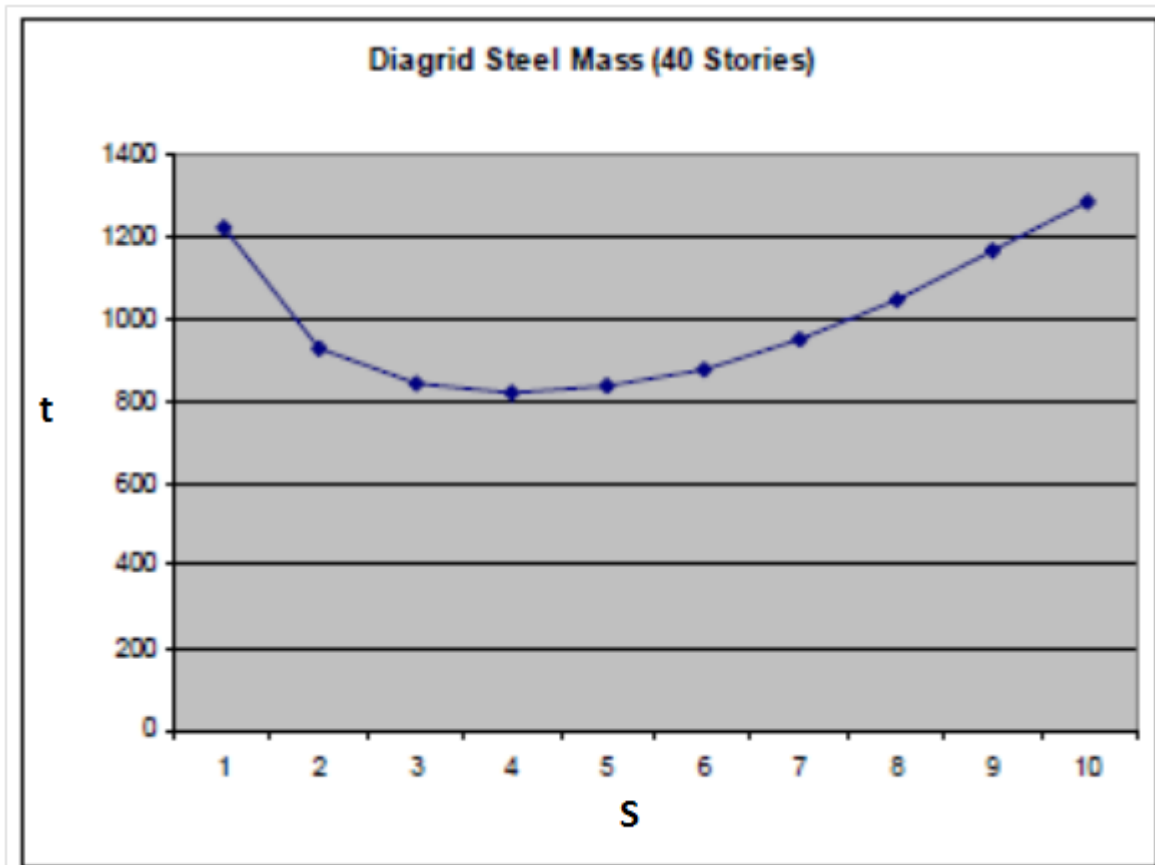


Fig. 1.65 Impiego di acciaio per numero di piani

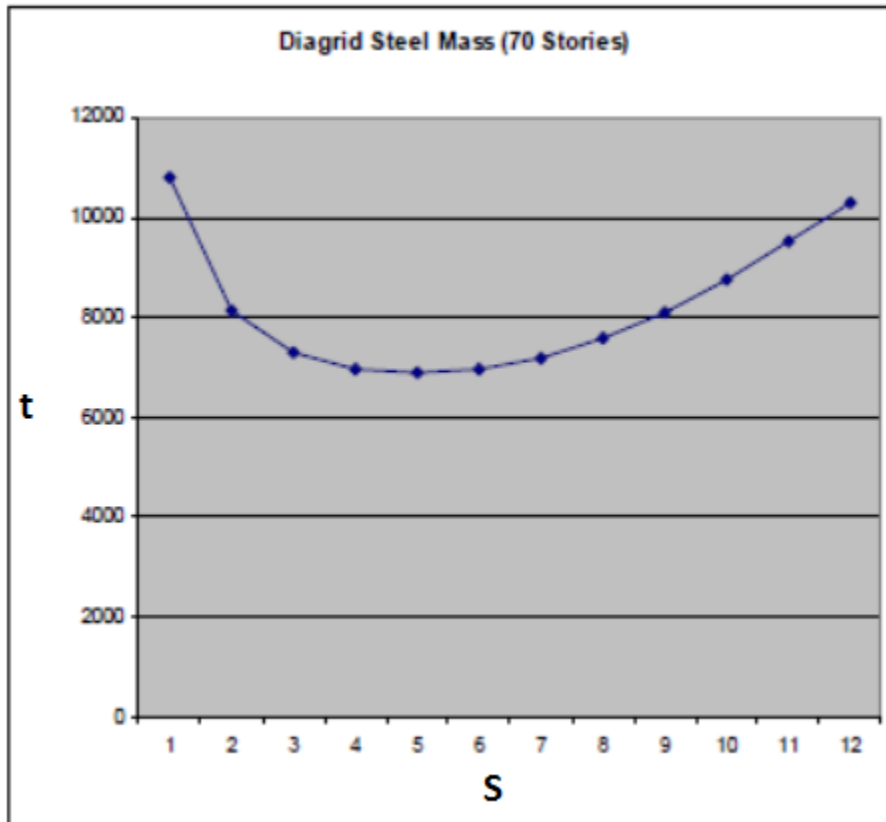


Fig. 1.66 Impiego di acciaio per numero di piani

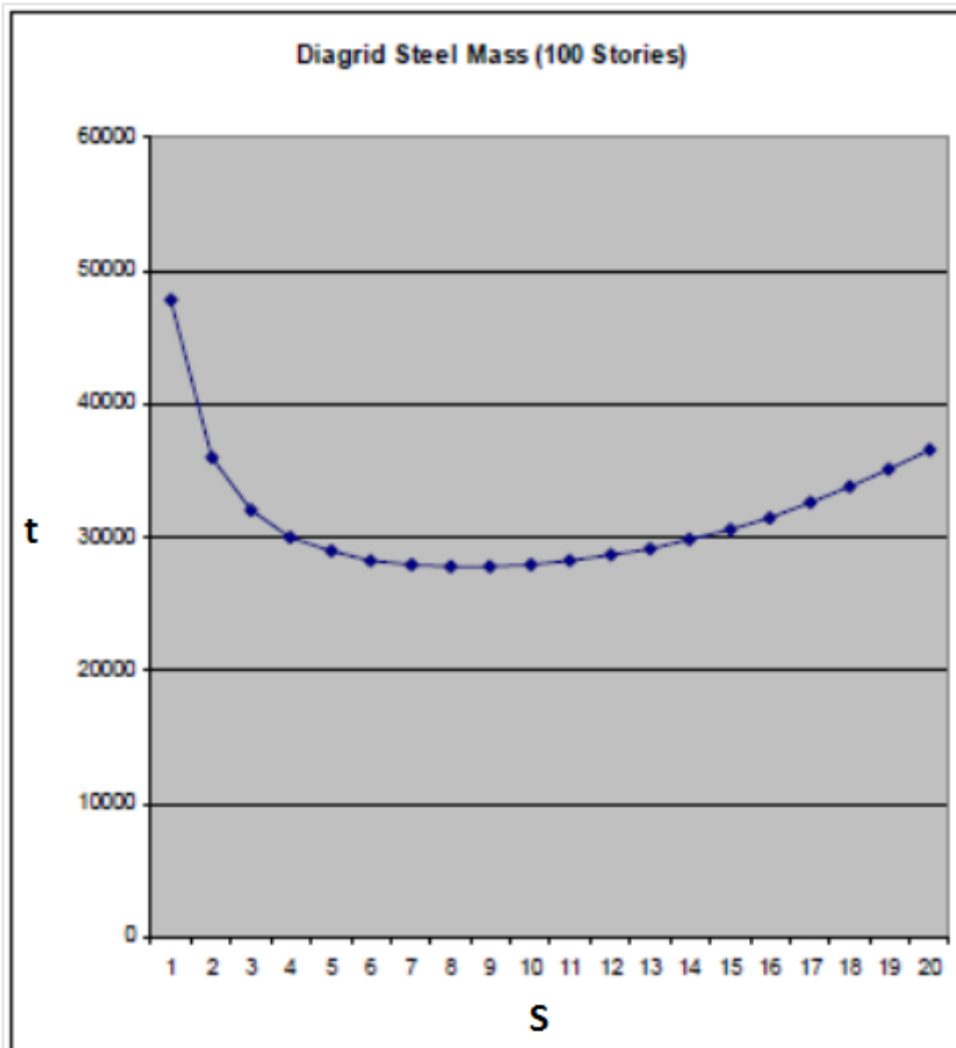


Fig. 1.67 Impiego di acciaio per numero di piani

Mentre l'utilizzo di acciaio per una struttura Diagrid o un tradizionale telaio controventato vanno praticamente di pari passo con lo sviluppo in altezza.

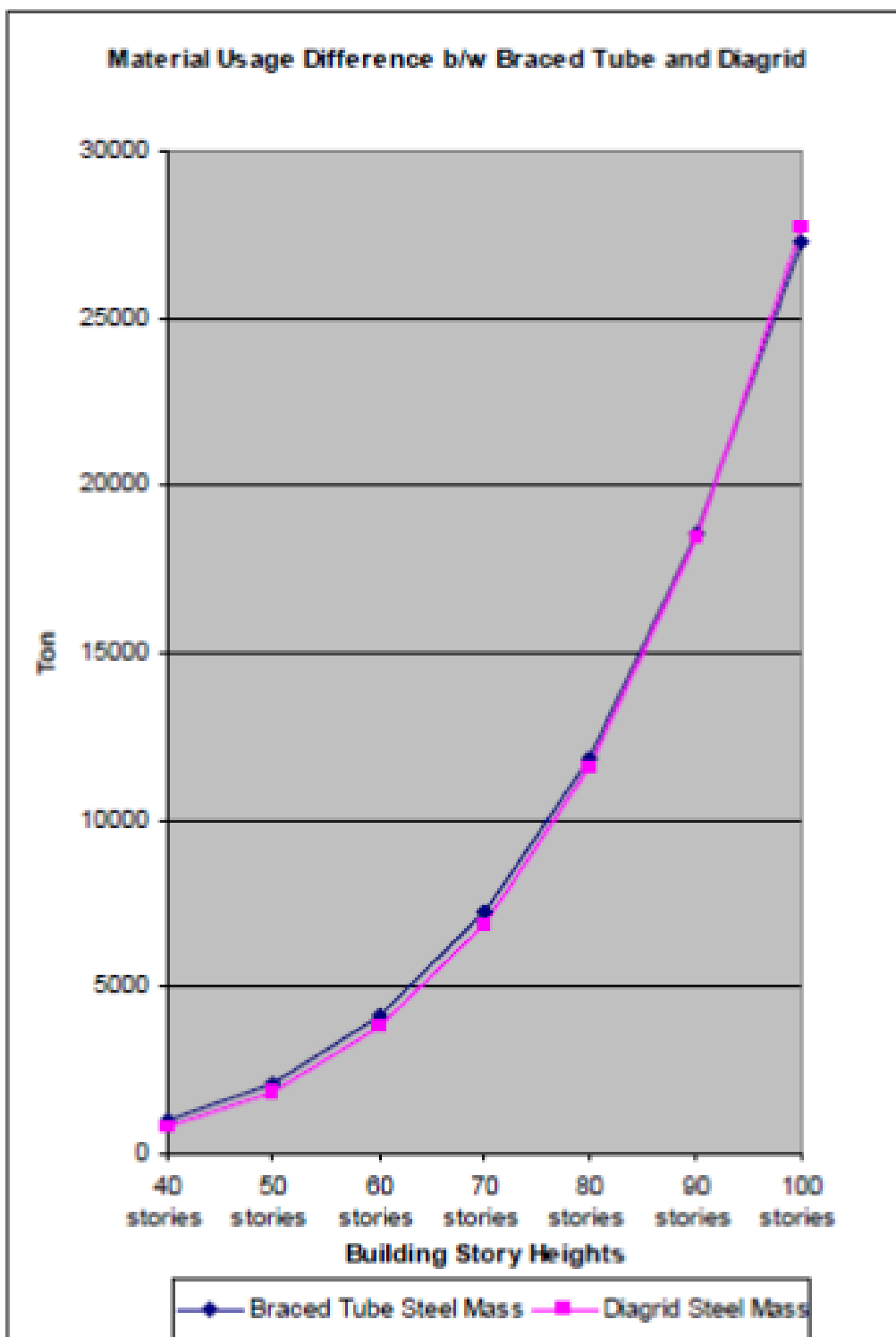


Fig. 1.68 Impiego di acciaio per numero di piani di un tubo intelaiato e una DiaGrid

Il maggiore risparmio di materiale si ha per angolo variabile da 73° alla base che si porta a 69° a metà altezza e infine a circa 63° in sommità. Una variazione dell'angolo comporta maggiori oneri realizzativi che però possono vanificare il risparmio di acciaio e di fatto rendere inutile l'operazione.

- Rigidezza elevata: caratteristica principale è la totale assenza di pilastri nella struttura esterna. Le maglie reagiscono perciò simultaneamente ai carichi verticali e orizzontali restando sempre in regime di sforzo membranale; ciò conferisce una notevole rigidezza verticale e orizzontale all'esoscheletro, rendendo l'edificio molto più rigido di un tradizionale schema a telaio controventato (al tempo stesso ciò comporta che la crisi si raggiunga per instabilità delle singole aste piuttosto che per plasticizzazione diffusa delle travi come avviene in un telaio spaziale).

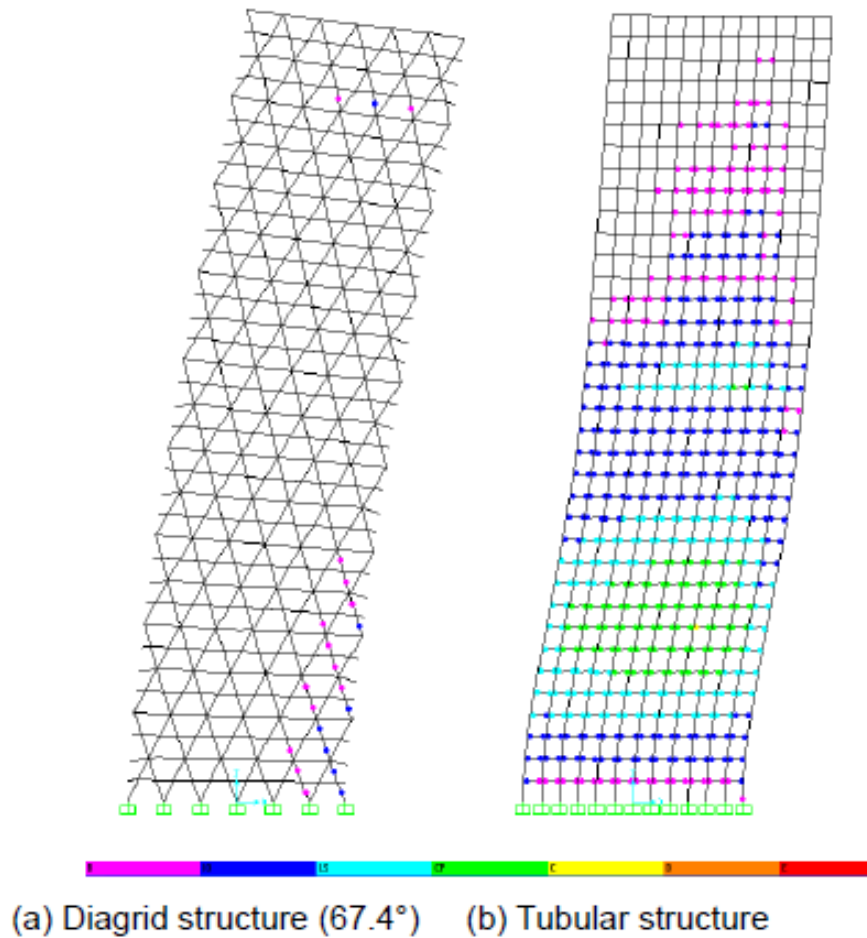
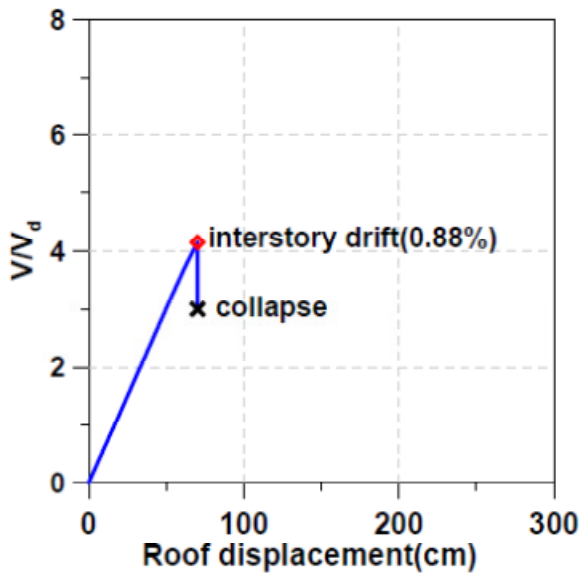
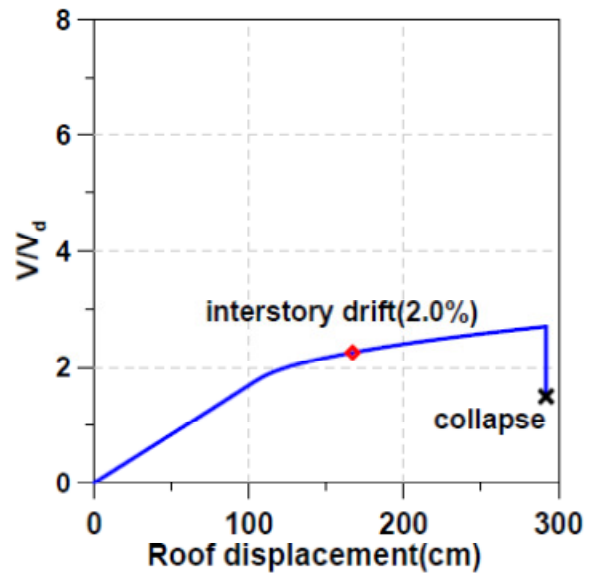


Fig. 1.69 Plasticizzazioni in strutture soggette ad azioni orizzontali

Di fatto ciò comporta che in condizioni di crisi incipiente il meccanismo di collasso di una Diagrid sarà più fragile di quello di un telaio spaziale.



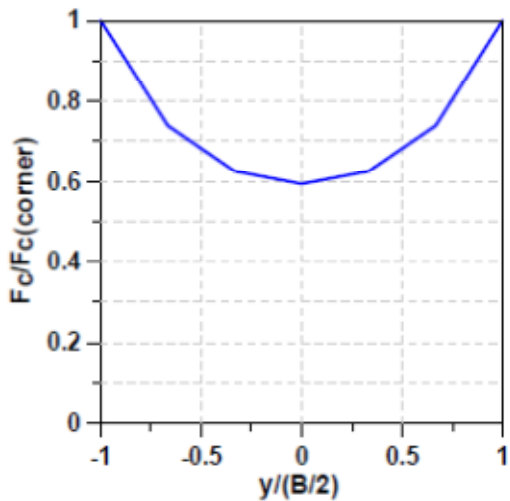
(c) Diagrid structure (74.5°)



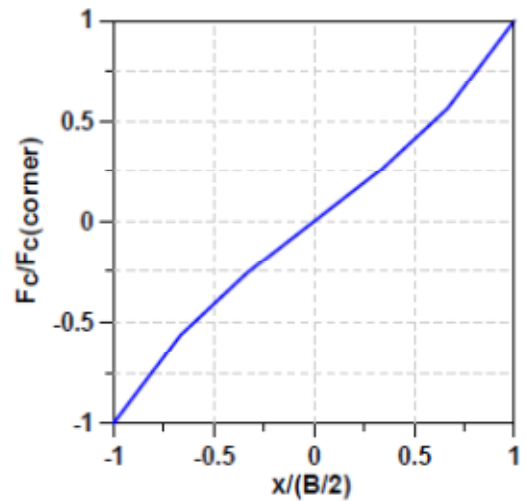
(d) Tubular structure

Fig. 1.70 Curve carico-spostamento per: d) struttura a tubo intelaiato e c) struttura DiaGrid

Se l'angolo di inclinazione delle membrature è costante lungo tutta l'altezza dell'edificio la rigidità dell'esoscheletro resta uniforme e comporta, per azioni orizzontali, un comportamento a mensola, con sezioni che si mantengono circa piane, completamente differente dalla deformata tagliante manifestata dai telai sotto azione orizzontale. Ciò limita, pur non eliminandolo, anche l'effetto di shear lag presente negli alti edifici quando sono sottoposti ad azioni orizzontali. Si può vedere qualitativamente in figura 1.71 l'andamento dell'attenuazione dello shear lag per una struttura Diagrid con un angolo di 67,4° di inclinazione delle maglie esterne rispetto ad un edificio a telaio di pari altezza e dimensioni in pianta.

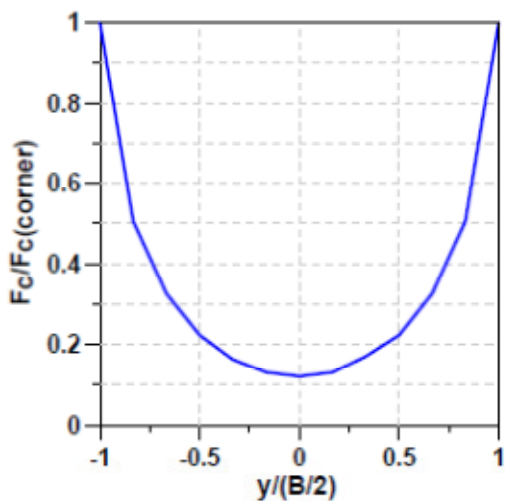


(a) Along the flange side

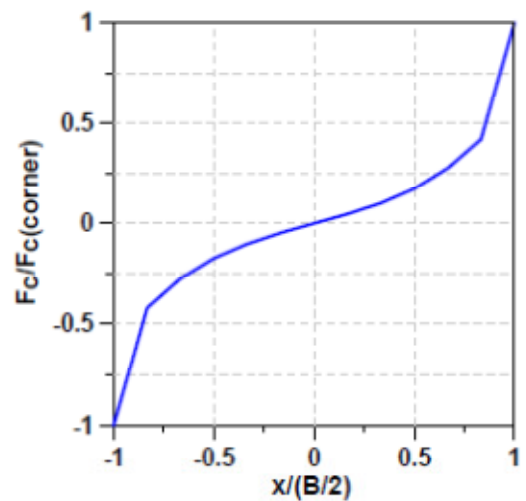


(b) Along the web side

Figure 8: Shear lag effect of Diagrid system (67.4°)



(a) Along the flange side



(b) Along the web side

Figure 9: Shear lag effect of the tubular structure

Fig. 1.71 Fenomeno di shear lag in struttura DiaGrid e in struttura a tubo intelaiato

Minore è l'angolo di inclinazione delle membrature e minore è l'effetto shear lag, data la maggiore rigidità laterale; viceversa accade per angoli elevati. Definendo un rapporto di shear lag nel seguente modo:

$$f = \frac{N_{colonna\ angolo}}{N_{colonna\ centrale}}$$

intendendo con N la somma delle componenti verticali dello sforzo assiale presente sulle due aste che convergono in un nodo. Si può notare dalla figura

successiva che quando l'angolo diventa 90° di fatto abbiamo un telaio tradizionale e f diventa molto più grande, intensificandosi l'effetto di shear lag.

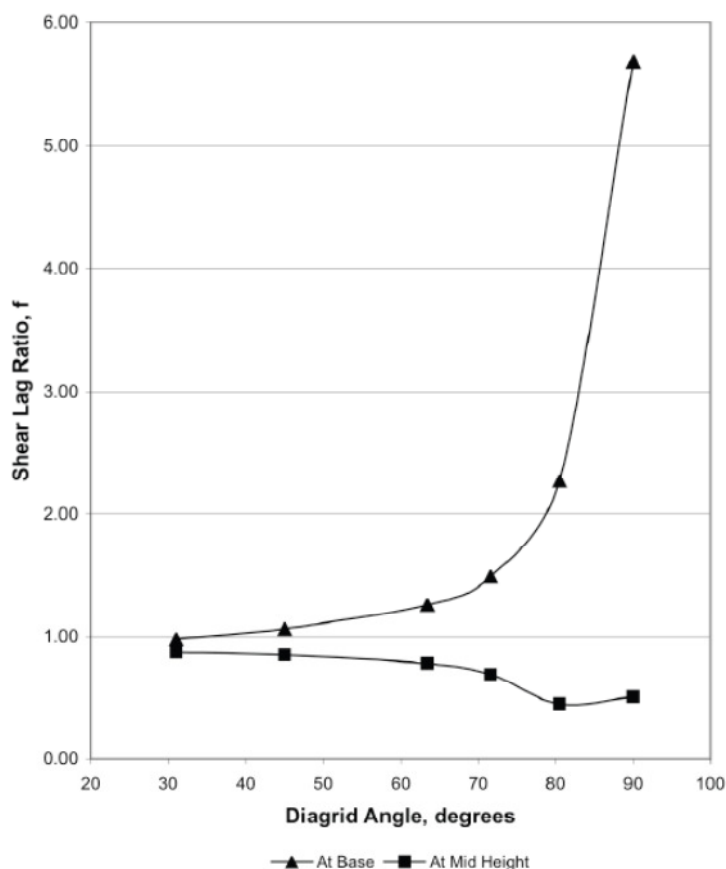


Fig. 1.72 Fenomeno di shear lag in struttura DiaGrid al variare d'inclinazione dei diagonali

Inoltre, considerando il comportamento sotto azioni orizzontali in termini di spostamenti in sommità manifestati, si hanno i seguenti risultati qualitativi (dove il caso con angolo 90° corrisponde ad un telaio):

Angle (degrees)	Deflection (feet)	Shear Lag Ratio, f	
		Base	Mid Height
31	6.82	0.98	0.87
45	2.70	1.06	0.85
63.4	1.50	1.26	0.78
71.6	1.48	1.49	0.69
80.5	2.37	2.27	0.45
90	5.40	5.69	0.51

Fig. 1.73 Rapporto di shear lag per struttura DiaGrid al variare dell'angolo

Si può notare che quando l'angolo è basso gli spostamenti in sommità sono maggiori. Ciò è giustificato dal fatto che la maglia di aste ha poca rigidezza verticale, in quanto le aste sono molto inclinate, e quindi i piani subiscono una maggiore rotazione portando ad un incremento degli spostamenti.

Per capire meglio il comportamento statico delle strutture DiaGrid si fa riferimento nel seguito ad uno studio riportato in bibliografia al [23].

Si consideri un edificio a pianta rettangolare (o quadrata) soggetto a carichi verticali e orizzontali. Nell'ipotesi che la trasmissione degli sforzi avvenga soltanto nei nodi principali si è in presenza di un regime degli sforzi di tipo membranale (lo stesso presente nelle strutture reticolari a trave o capriata), caratterizzato cioè dalla presenza di soli sforzi assiali nelle aste costituenti il singolo modulo triangolare che così, nel caso di soli carichi verticali, sarà soggetto a sforzi di compressione nelle aste secondo la figura:

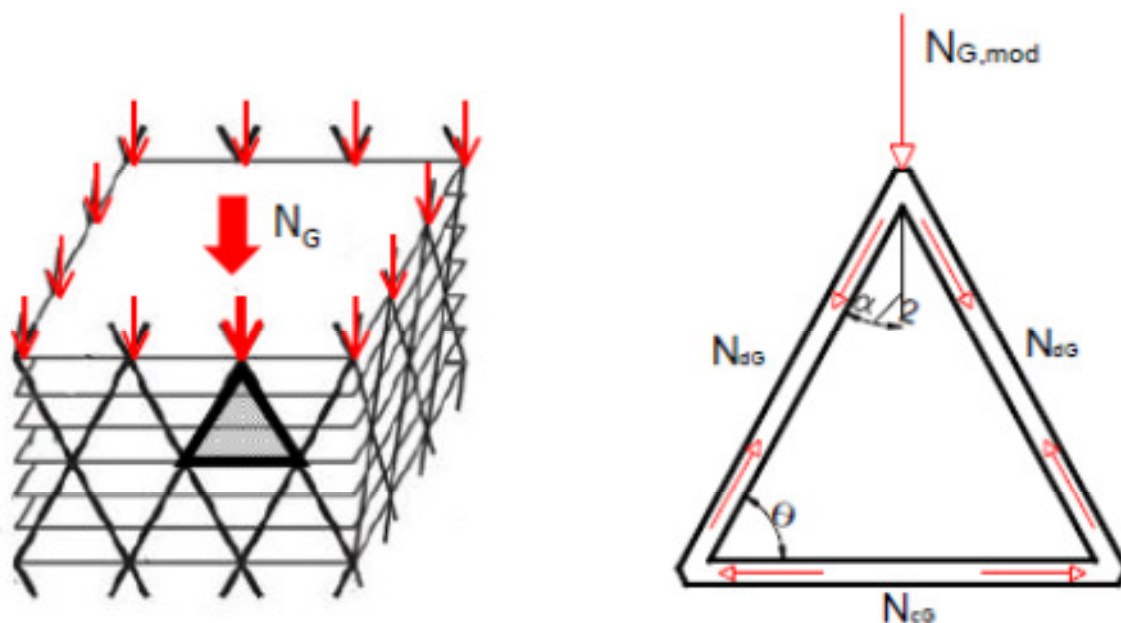


Fig. 1.74 Comportamento statico DiaGrid per carichi verticali (trasmissione degli sforzi)

$$N_{dG} = \frac{N_{G,mod}}{2 \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \quad (1.5)$$

$$N_{cG} = N_{dG} \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (1.6)$$

Sotto l'azione orizzontale (ad esempio il vento) l'edificio risulta invece soggetto a momento flettente e taglio e considerando il singolo modulo si ha ora una diversa distribuzione degli sforzi. Per effetto del momento flettente le aste entrano in trazione e compressione a due a due a seconda della posizione del modulo all'interno dell'edificio (se è nella metà del lato in trazione o in compressione):

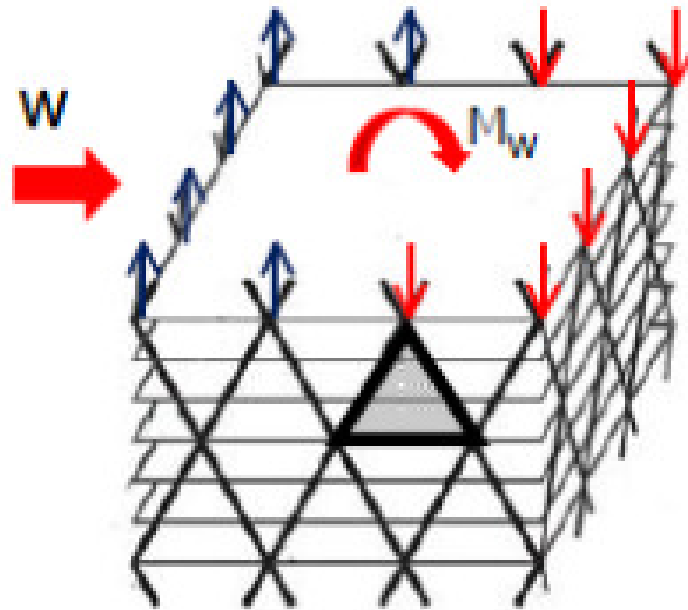


Fig. 1.75 Momento flettente (M_w) e taglio (W) provocati da azioni orizzontali

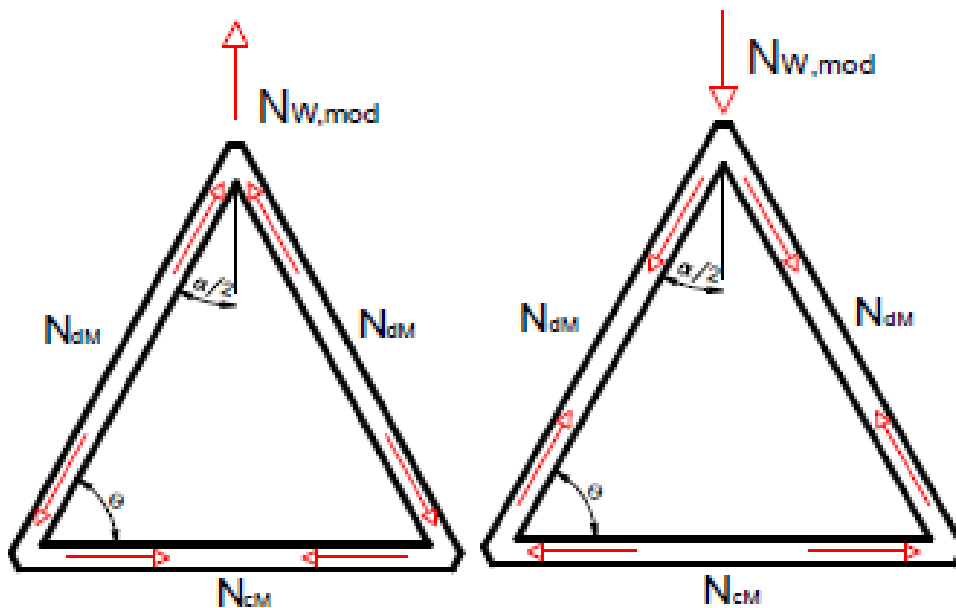


Fig. 1.76 Comportamento statico DiaGrid per momento flettente (trasmissione degli sforzi)

$$N_{dM} = \frac{N_{w,mod}}{2 \cos \frac{\alpha}{2}} \quad (1.7)$$

$$N_{cM} = N_{dM} \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \quad (1.8)$$

mentre per effetto del taglio si ha la condizione riportata in figura 1.77:

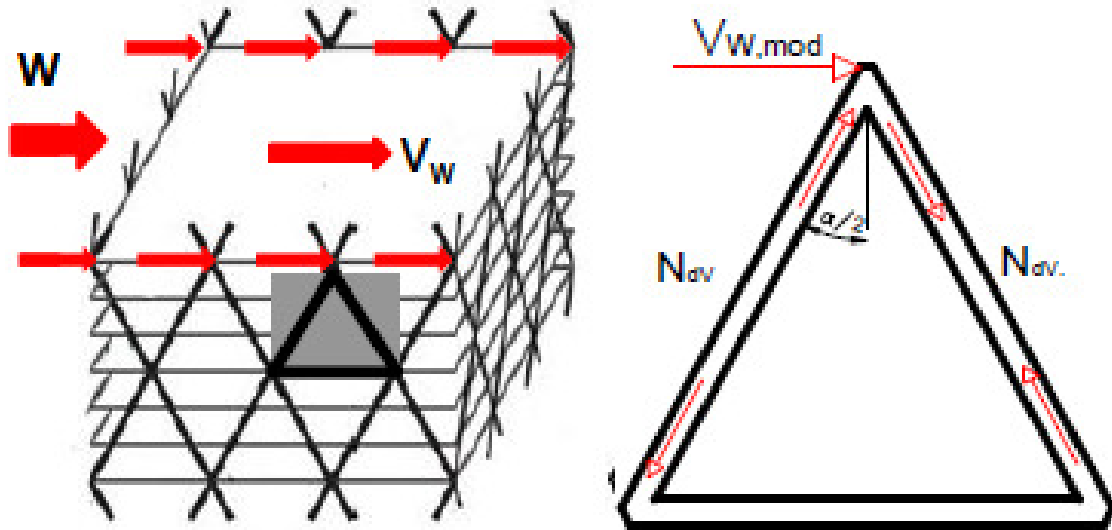


Fig. 1.77 Comportamento statico DiaGrid per taglio (trasmissione degli sforzi)

$$N_{dV} = \frac{V_{w,mod}}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} \quad (1.9)$$

In realtà nella pratica costruttiva i solai vengono anche appesi lungo i lati dei moduli in questione, dando origine a carichi (F in figura seguente) che altererebbero il regime di sforzi membranale in uno flessionale, rendendo meno efficace il sistema costruttivo.

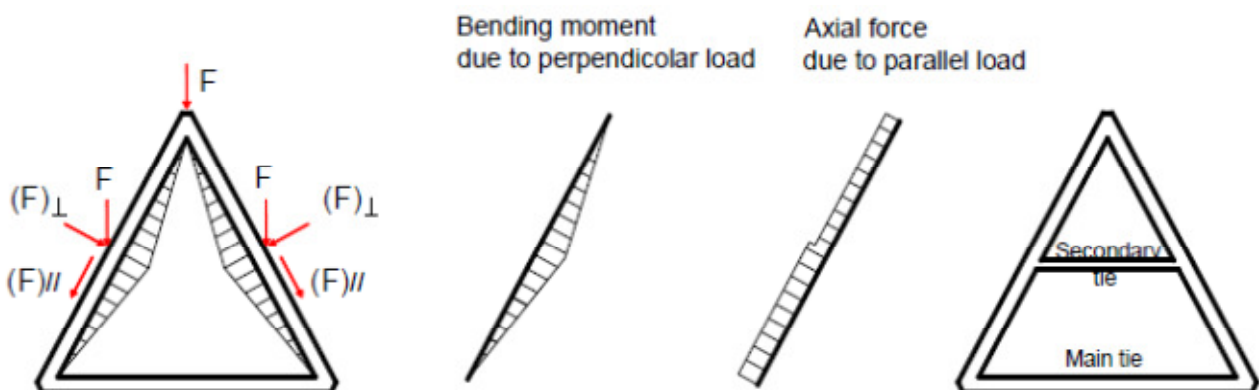


Fig. 1.78 Momento flettente sulle aste diagonali per membrature orizzontali intermedie

Per ovviare a tale inconveniente, introducendo in corrispondenza di ogni solaio una trave di bordo che assorba la componente F_{\perp} dei carichi (a destra nella figura sopra), si può riportare il sistema a lavorare tramite soli sforzi assiali.

In molti casi gli edifici che prevedono questo esoscheletro DiaGrid presentano curvatura verticale ed in pianta che portano a generare sforzi in direzione ortogonale al piano del modulo, che tendono a provocare l'espulsione dei nodi dalla struttura. Consideriamo un edificio con moduli inclinati dell'angolo β sulla verticale e pianta circolare. Se consideriamo innanzitutto il caso dei soli carichi verticali otteniamo due contributi di sforzo, uno legato alla curvatura verticale ed uno a quella orizzontale, come in figura seguente:

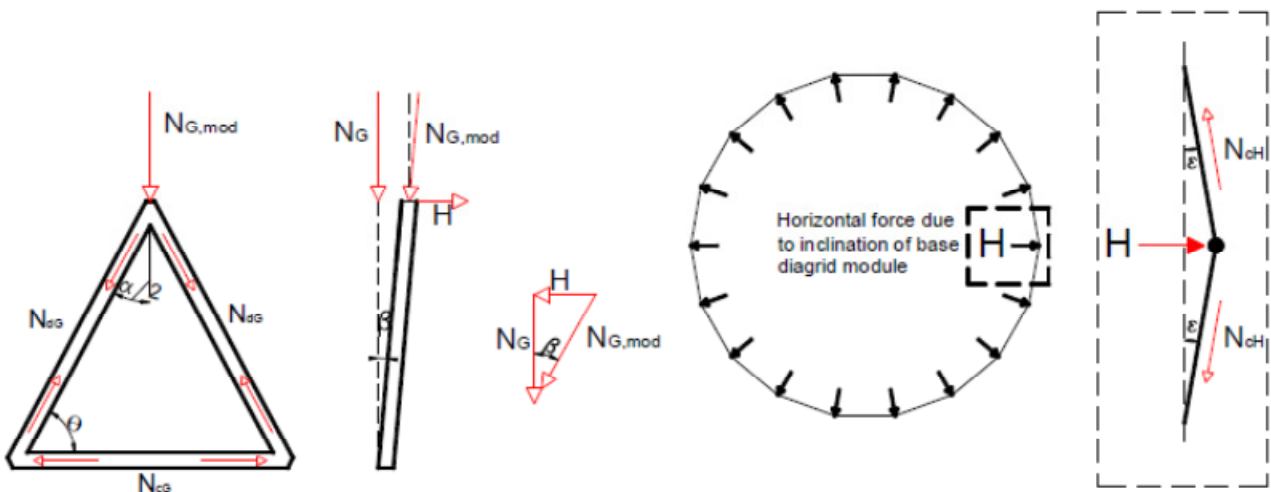


Fig. 1.79 Sforzi nelle aste diagonali dovuti all'inclinazione orizzontale e verticale dell'esoscheletro DiaGrid per carichi verticali

$$N_{G,mod} = \frac{N_G}{\cos \beta} \quad H = N_G \cdot \tan \beta \quad N_{CG,tot} = N_{dG} \cdot \sin \frac{\alpha}{2} + \frac{H}{2 \sin \varepsilon} \quad (1.10)$$

Considerando ora gli effetti dei carichi orizzontali, che generano momento flettente e taglio sulla struttura si ha:

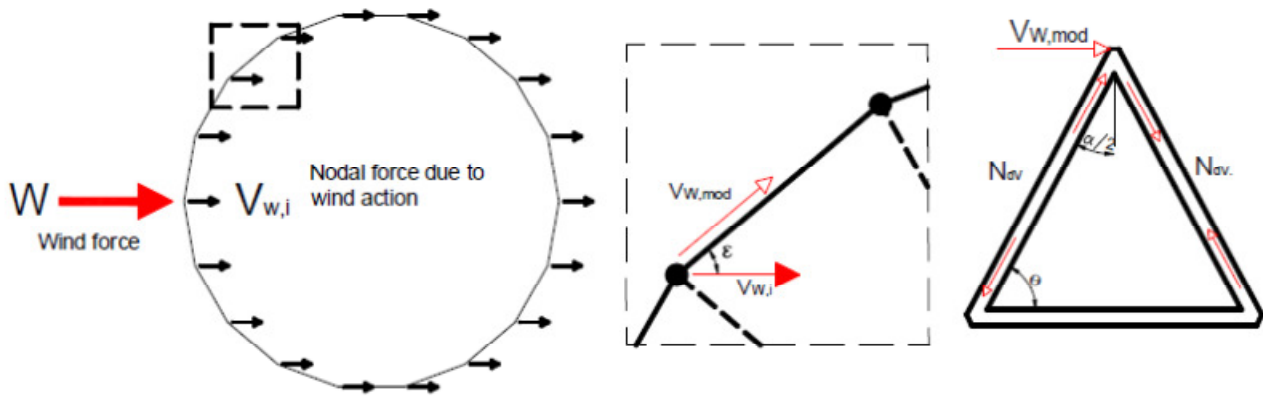


Fig. 1.80 Sforzi nelle aste diagonali dovuti all'inclinazione orizzontale e verticale dell'esoscheletro DiaGrid per carichi orizzontali

$$V_{w,mod} = \frac{V_{w,i}}{\cos \varepsilon} \quad (1.11)$$

La trasmissione degli sforzi tra le membrature diagonali della struttura richiede spesso un'accurata progettazione dei nodi (i quali richiedono alta precisione d'assemblaggio in fabbrica al fine di limitare al minimo le operazioni di saldatura in cantiere) e campagne sperimentali che attestino l'efficienza degli stessi. Il meccanismo di trasferimento degli sforzi è visibile dalla foto 1.81 a sinistra per i carichi verticali e a destra per i carichi orizzontali:

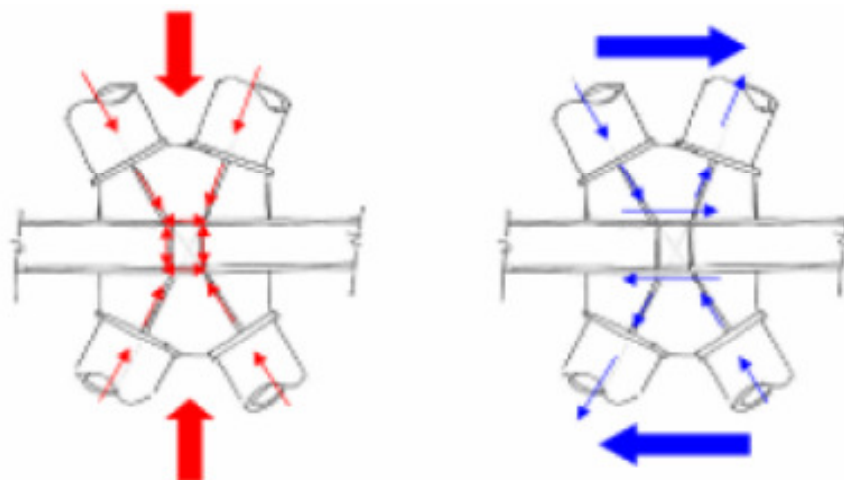


Fig. 1.81 Sforzi nei nodi per carichi verticali (a sinistra) e orizzontali (a destra)

Sono visibili i tubolari inclinati che costituiscono le membrature diagonali della struttura DiaGrid e le travi orizzontali di cerchiatura. Al centro del nodo vanno

previsti diversi fazzoletti di irrigidimento in modo da consentire di mantenere validi i criteri di gerarchia delle resistenze (nodi forti, travi deboli).

Tipicamente i profili utilizzati per le membrature diagonali sono:

- Tubolari a sezione circolare o quadrata
- Profili tipo HE

mentre per le travi di cerchiatura si utilizzano:

- Profili tipo IPE
- Profili tipo HE

in quanto facilitano la connessione alle lastre d'impalcato.

Per quanto riguarda il comportamento dei nodi i professori D. K. Lee e J. H. Kim, in bibliografia si veda la [24], hanno condotto alcune prove di laboratorio su tre differenti campioni di nodi di acciaio SM490 ($f_y=325$ MPa) sottoposti a prove di carico che simulassero una condizione di lavoro del nodo sotto cicli di carico orizzontali come sisma e vento. Le membrature diagonali sono inclinate tra loro di un angolo di 24° e hanno una sezione tubolare o ad H. Il campione MB usa profili ad H mentre i campioni PA e PB utilizzano profili a sezione tubolare. Nel campione MB, l'anima dei profili H è direttamente connessa al fazzoletto di irrigidimento laterale (side stiffener) consentendo una diretta trasmissione degli sforzi assiali al nodo. Le grandezze variabili sono principalmente la lunghezza dei side stiffener superiore ed inferiore e dell'irrigidimento orizzontale.

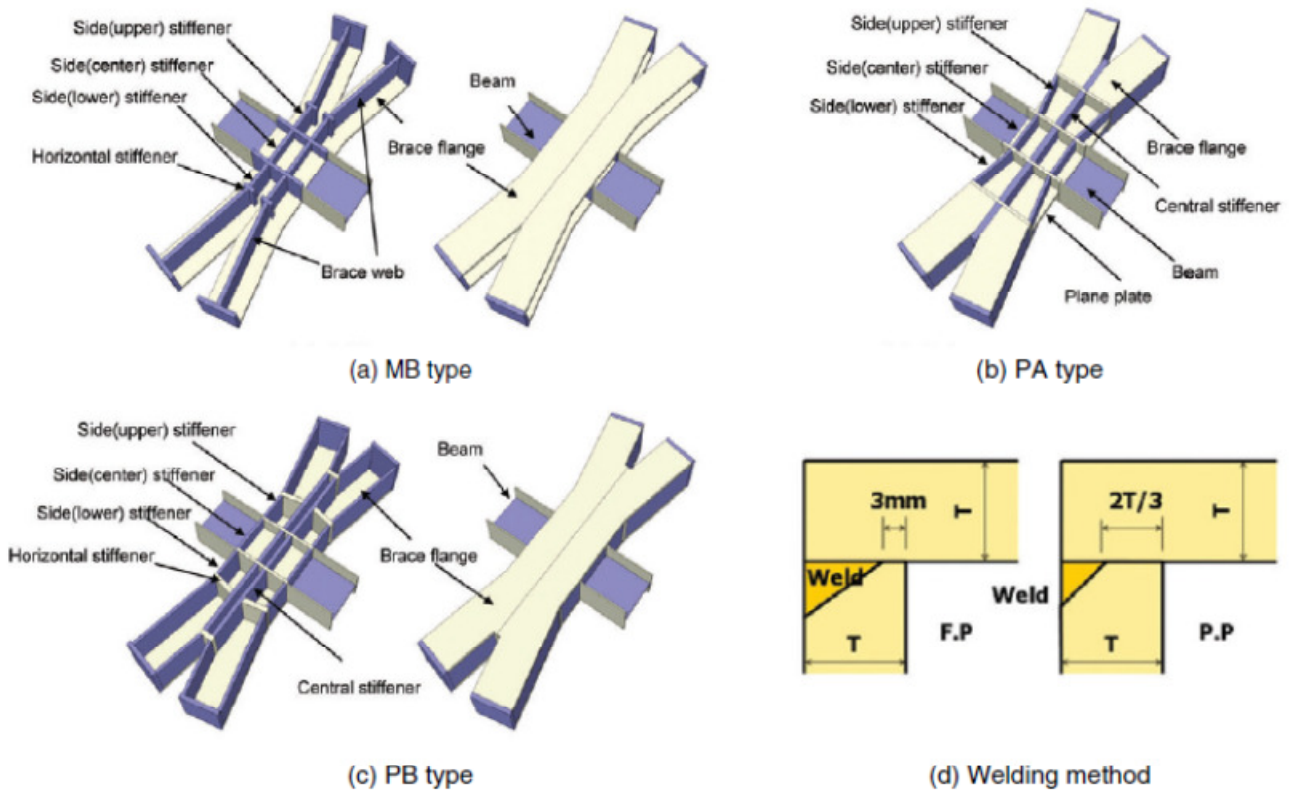


Fig. 1.82 Campioni di nodi sottoposti a prove di carico sperimentali

Nel campione PA l'irrigidimento verticale centrale è in comune con entrambi i tubolari che convergono nel nodo, mentre nel campione PB l'irrigidimento centrale è doppio ed è connesso trasversalmente ai lati dei tubolari per garantire una maggiore rigidità del sistema. Al tempo stesso nello studio in oggetto vengono considerate due tipi di saldatura, a penetrazione completa (full penetration, F.P.) e parziale (partial penetration, P.P.).

Per simulare l'instaurarsi di sforzi assiali di compressione e trazione alternativamente sui due diagonali, i campioni vengono disposti come in figura seguente:

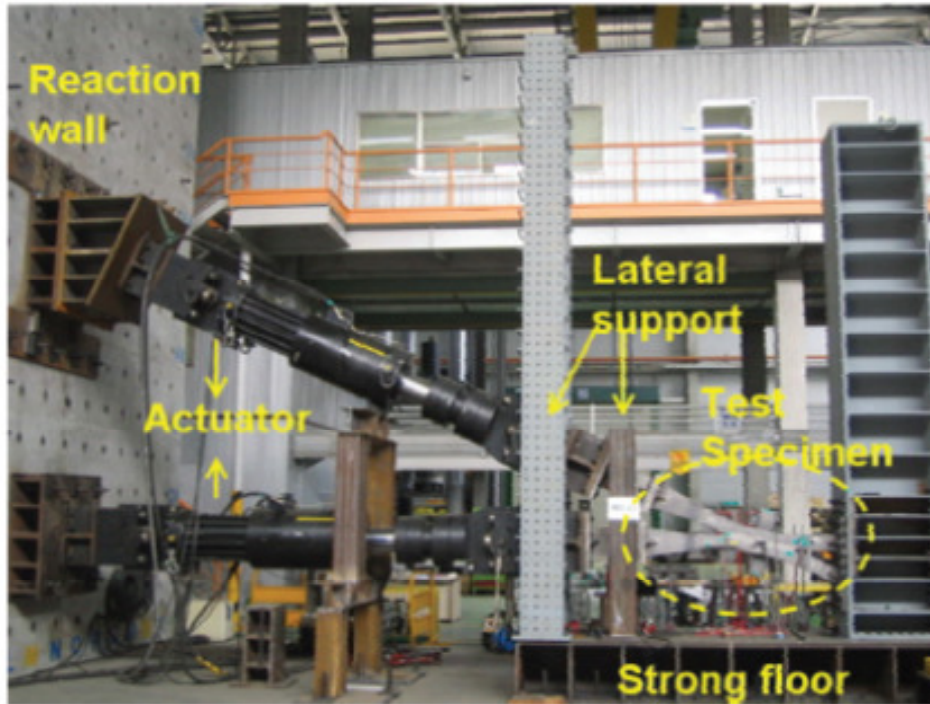


Fig. 1.83 Macchina di carico

La prova prosegue applicando spostamenti assiali doppi di quelli che portano a snervamento l'acciaio a cicli alterni ($2\delta_y$):

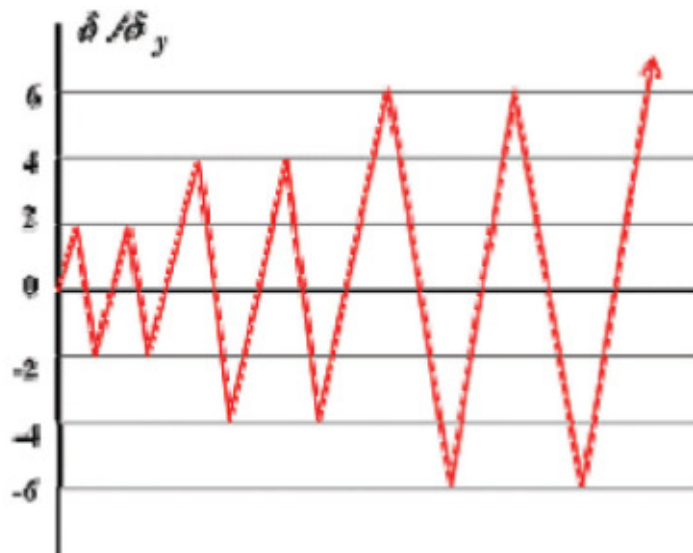
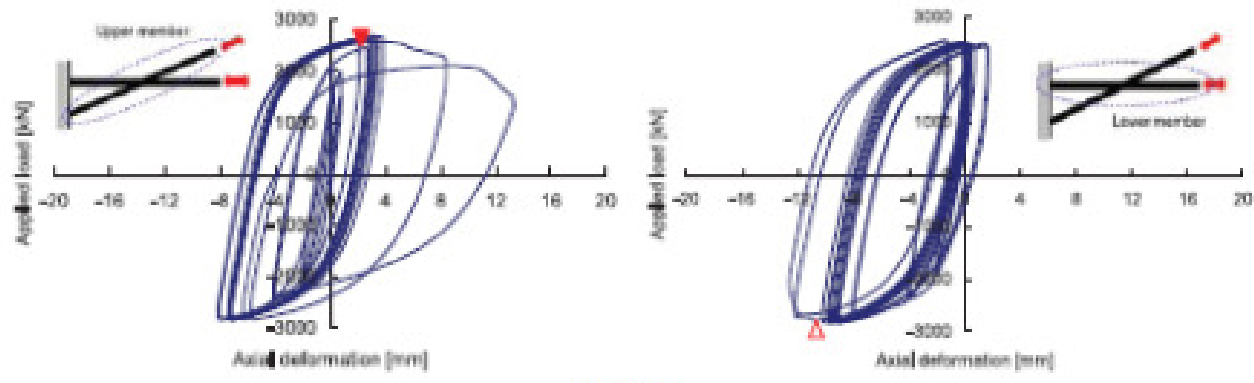


Fig. 1.84 Curva di carico-scarico

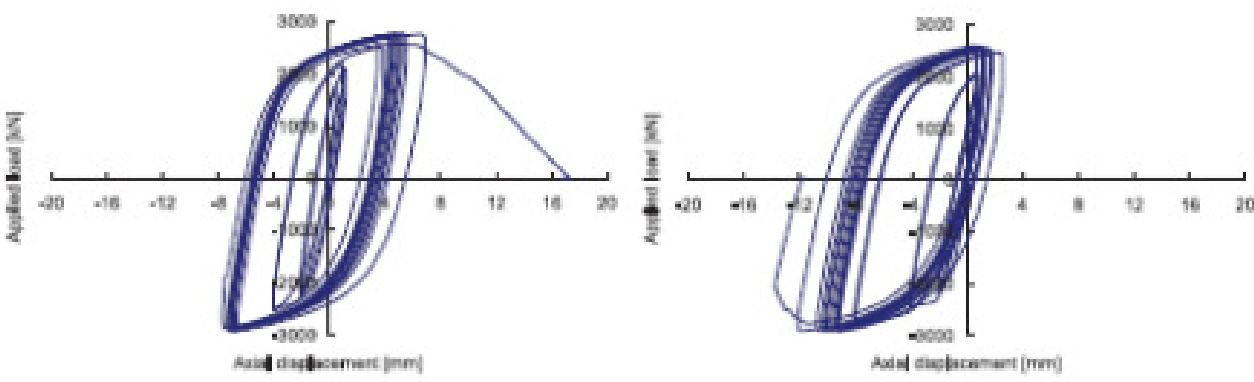
Per tutti i campioni quando i diagonali vengono sottoposti ad elevati stati di trazione le saldature degli irrigidimenti laterali manifestano rottura e un conseguente calo di resistenza. Nei diagonali sottoposti a compressione si manifestano anche fenomeni di

instabilità. Nella figura seguente sono stati testati campioni di tipo MB con diverso tipo di saldatura:

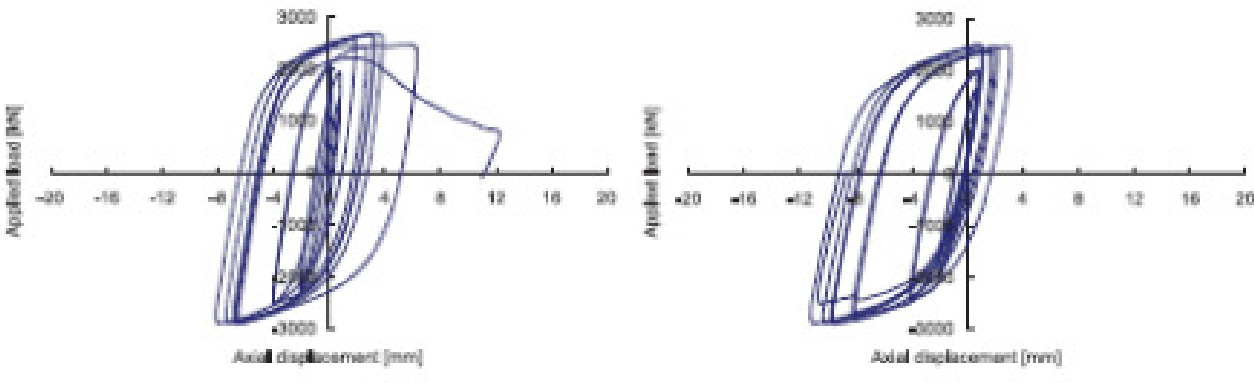
- MB-01: saldatura a completa penetrazione
- MB-02: saldatura a parziale penetrazione
- MB-03: saldatura a completa penetrazione con irrigidimento laterale allungato
- MB-04: saldatura a parziale penetrazione con irrigidimento laterale allungato



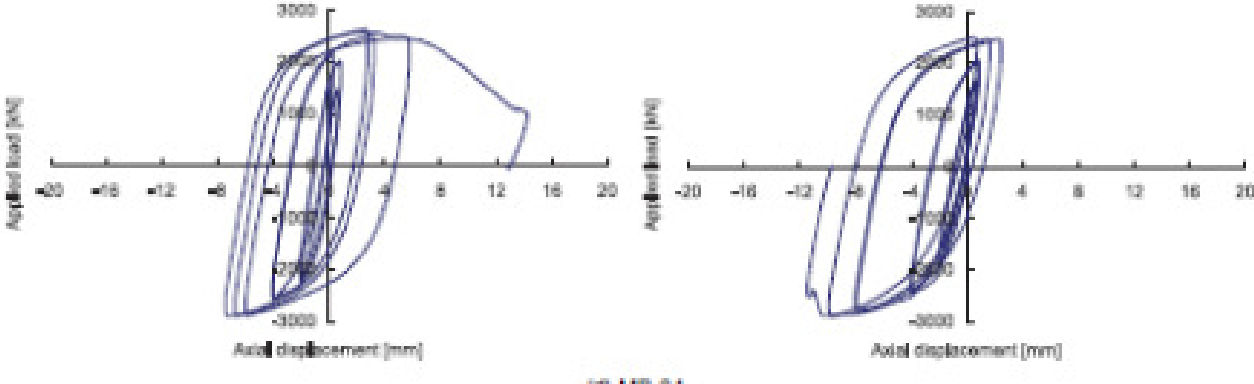
(a) MB-01



(b) MB-02



(c) MB-03



(d) MB-04

Fig. 1.84 Curve di carico e scarico

Il campione PA-02 sviluppa una frattura nel lato teso del nodo durante il terzo ciclo di carico (corrispondente a 8 mm di spostamento). La frattura parte dalla saldatura tra il profilo tubolare del diagonale e l'irrigidimento laterale della zona centrale del nodo, cui corrisponde un brusco calo del carico ultimo. Si riscontra un lieve fenomeno d'instabilità nel lato compresso del campione ma non ci sono serie ripercussioni sulla capacità ultima.

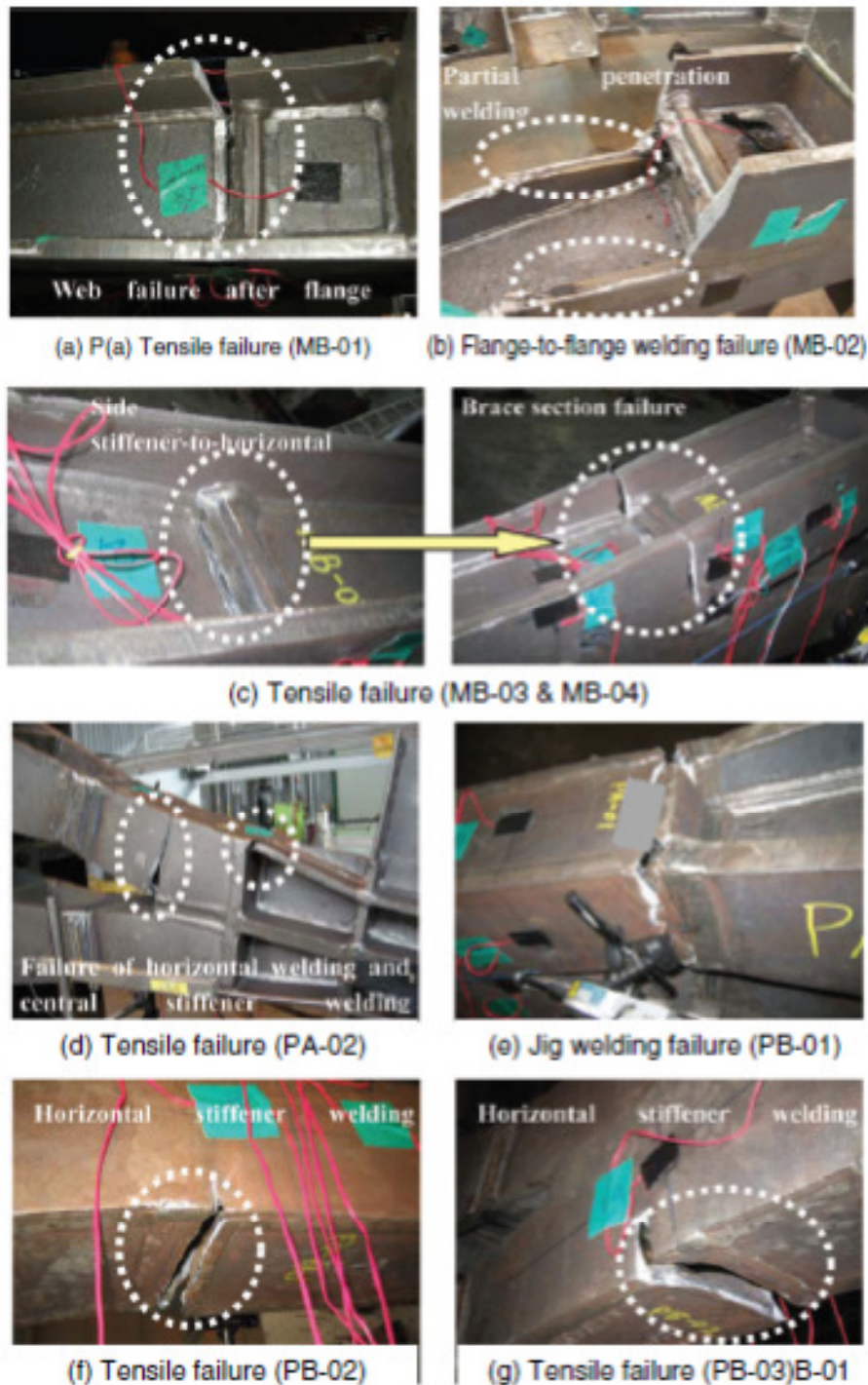


Fig. 1.85 Fratture manifestate

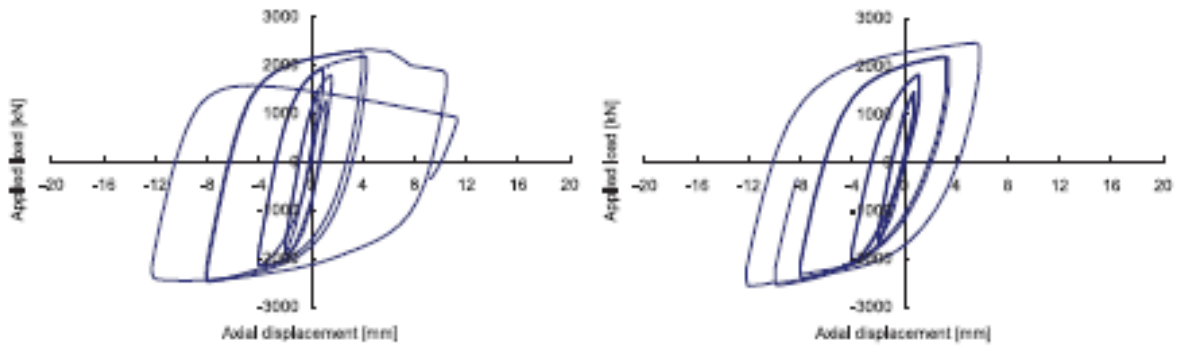
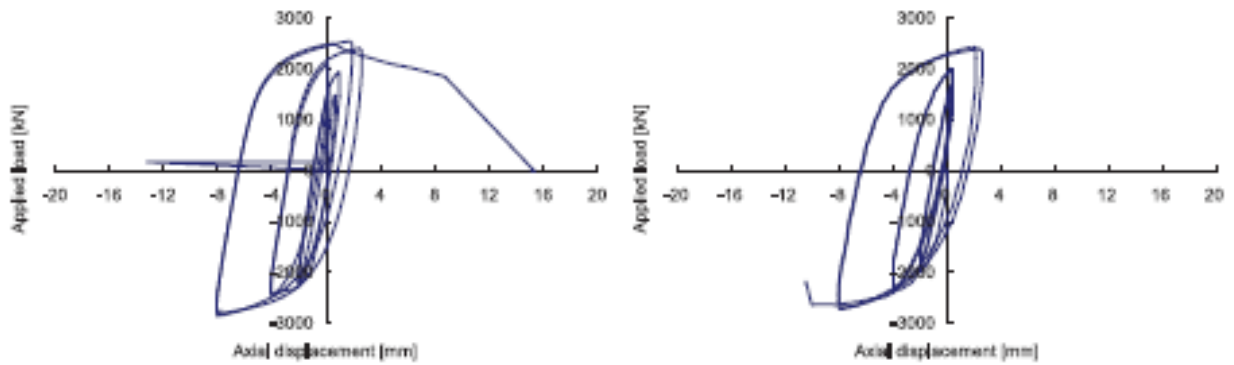
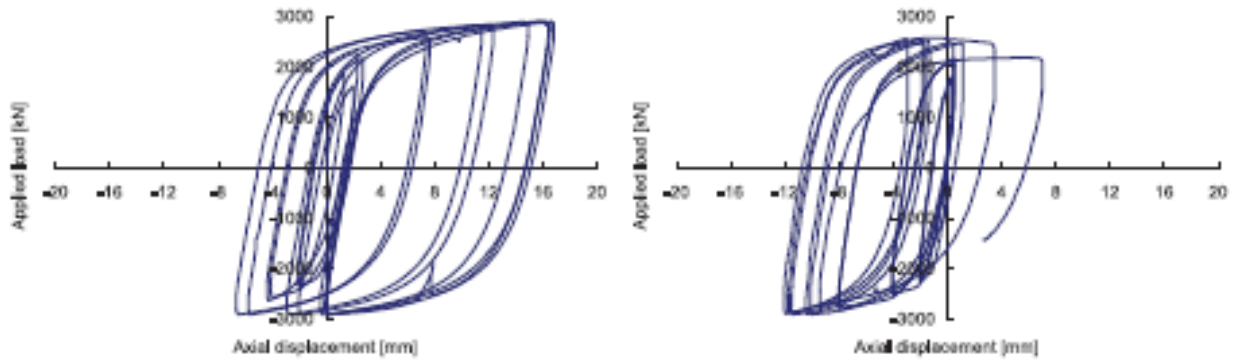


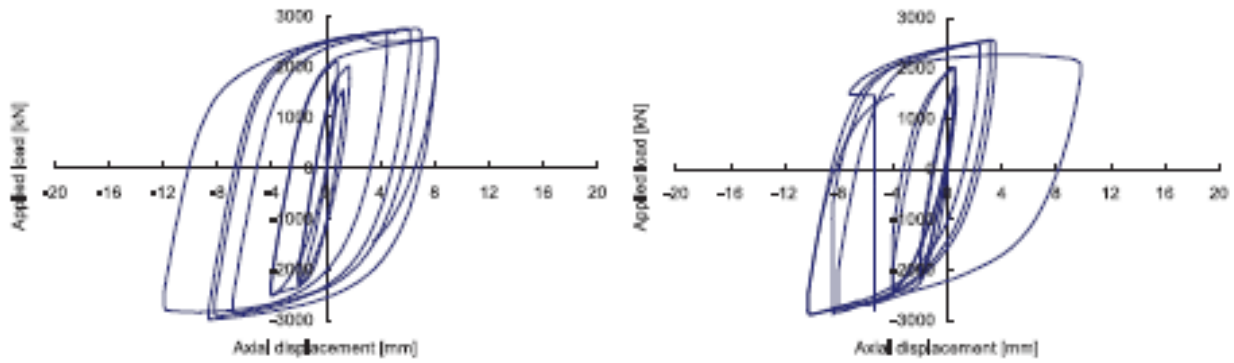
Fig. 5 load-displacement relationships (PA type)
(Left: upper diagonal brace; Right: lower diagonal brace)



(a) PB-01



(b) PB-02



(c) PB-03

Fig. 1.86 Curve di carico e scarico

Nel campione PB-01 le saldature sono a completa penetrazione e coinvolgono gli irrigidimenti longitudinali centrali ed esterni dei tubolari e vengono saldati agli irrigidimenti trasversali. I campioni PB-02 e PB-03 prevedono saldature a parziale penetrazione ma gli irrigidimenti trasversali sono di lunghezza doppia e tripla rispettivamente dei corrispondenti irrigidimenti del campione PB-01. Nel campione PB-01 occorre una frattura nella saldatura tra il nodo e il diagonale tubolare ed il test viene interrotto. Nei campioni PB-02 e PB-03 invece, la frattura occorre nel cordone di saldatura tra l'irrigidimento longitudinale teso e l'irrigidimento trasversale, cui segue un brusco calo del carico limite. Altresì si registrano fenomeni di instabilità nel lato compresso del nodo. Si riporta nel seguito la curva carico assiale-spostamento per i vari campioni messe a confronto. Si noti che, sebbene i dettagli costruttivi dei campioni MB siano diversi, il ramo iniziale delle curve è praticamente lo stesso per tutti i nodi in considerazione, segnalando che la rigidità iniziale è la medesima per tutti i tipi di nodi considerati. Si nota che il campione PB-01 presenta maggiore rigidità e resistenza iniziali rispetto agli altri campioni, conseguentemente alla maggiore lunghezza degli irrigidimenti trasversali, mentre i campioni PB-02 e PB-03 presentano minore rigidità.

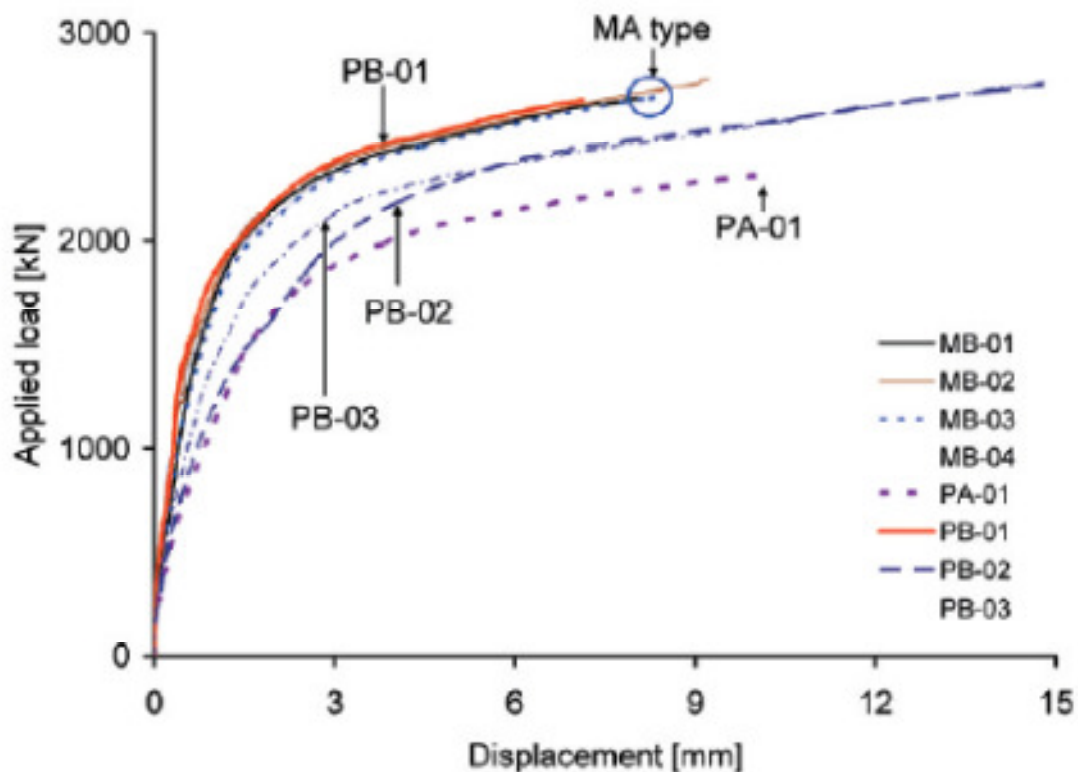


Fig. 1.87 Curve forza-spostamento per i vari campioni sottoposti a prova

Il campione PA-01 presenta la minore rigidità e resistenza in conseguenza della prematura frattura.

In conclusione i campioni MB sono estremamente efficienti nel trasferimento degli sforzi dai diagonali al nodo in quanto l'anima dei profili H è direttamente collegata mediante saldatura agli irrigidimenti longitudinali dello stesso. La saldatura a completa penetrazione è sempre migliore in quanto previene il fenomeno di cordone debole che può andare in crisi a taglio ben prima della plasticizzazione dei profili collegati al nodo, impedendo la corretta dissipazione dell'energia.

Il campione PA risulta il peggiore di tutti in quanto il cordone di saldatura che unisce gli irrigidimenti longitudinale e trasversale e il cordone che unisce l'estremità del diagonale alla parte centrale del nodo manifestano una frattura nello stesso istante.

Infine il campione PB-01, dove gli irrigidimenti longitudinali laterali e centrali sono collegati direttamente all'irrigidimento trasversale, presenta maggiore resistenza e rigidità (con una conseguente inferiore capacità dissipativa rispetto al campione MB). La lunghezza dell'irrigidimento trasversale è estremamente importante nei riguardi della rigidità del nodo ed una sua riduzione sfocia in una pesante riduzione della rigidità di quest'ultimo, unitamente ad un abbattimento dei costi.

Per quanto riguarda la morfologia dell'esoscheletro DiaGrid è utile riportare lo studio condotto dall'Arch. Kyoung Sun Moon, in bibliografia [14], sul comportamento statico di alti edifici con morfologia esterna in torsione, soggetti alle azioni orizzontali. L'autore in questione ha considerato un grattacielo con nucleo ed esoscheletro DiaGrid, un telaio spaziale con controventi esterni e una struttura a mensola e bilancieri. È da considerare che la forma ritorta in altezza consente un abbattimento della risposta across-wind del grattacielo in quanto tende a disturbare la formazione alternata di vortici sui lati dell'edificio.

Dallo studio emergono i seguenti risultati in termini di spostamenti manifestati in sommità; per la struttura DiaGrid si ha:

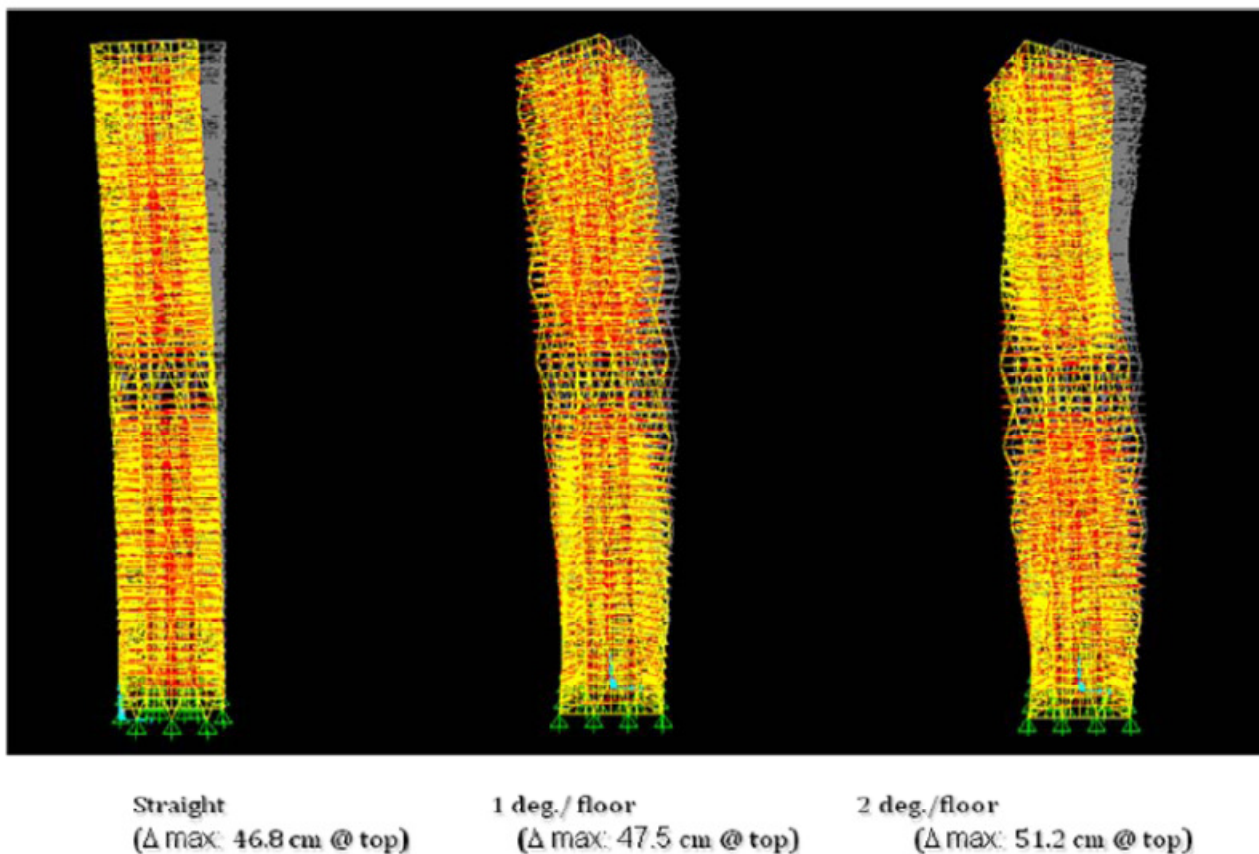


Fig. 1.88 Spostamenti in sommità per strutture DiaGrid con torsione geometrica lungo l'altezza

Passando dalla forma dritta a quella ritorta in altezza si percepisce una chiara diminuzione della rigidezza del sistema strutturale, tanto maggiore quanto maggiore è l'angolo di rotazione delle piante.

Per il telaio controventato si ha lo stesso trend di comportamento ma ora la diminuzione di rigidezza è praticamente lineare con l'aumento dell'angolo di rotazione delle piante:

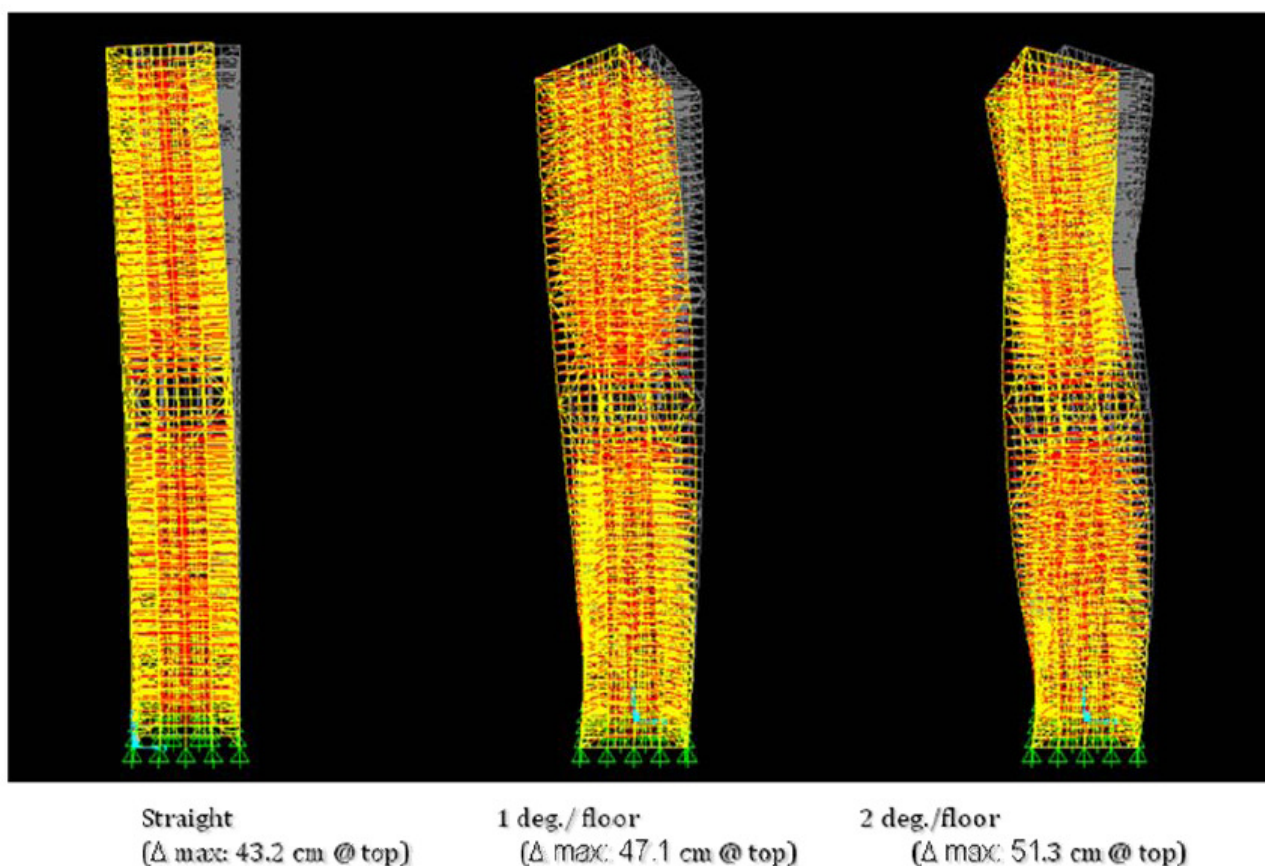
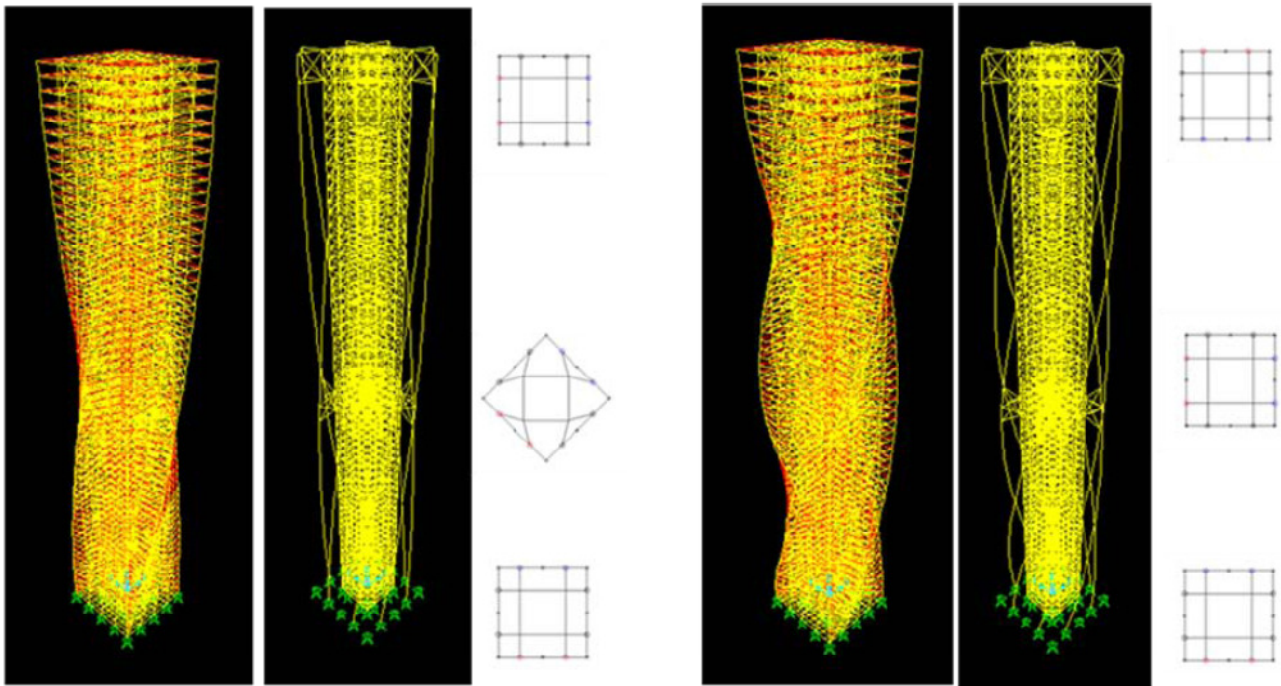


Fig. 1.89 Spostamenti in sommità per strutture tubolari controventate con torsione geometrica lungo l'altezza

Infine per la struttura a mensola e bilancieri si nota una riduzione maggiore della rigidità rispetto ai due casi precedenti, gli spostamenti infatti raddoppiano rispetto alla forma dritta. Questo avviene perché le megacolonne collegate alle travi reticolari di bilanciamento, responsabili dell'aumento del braccio del momento resistente dell'edificio, durante lo sviluppo della torsione in altezza vengono spostate su diversi lati dell'edificio a seconda dell'angolo di rotazione delle piante, partendo dal lato flange possono andare a collegarsi al lato web.

Per ovviare a questo problema è necessario mantenere verticali le megacolonne collegandole a diversi punti sulle piante rialzate, rispetto alla base di partenza.



1.5 degree/floor: Total 90 degree turn

(Δ max: 82.3 cm @ top)

3 degree/floor: Total 180 degree turn

(Δ max: 88.8 cm @ top)

Fig. 1.90 Spostamenti in sommità per strutture Outrigger con torsione geometrica lungo l'altezza

1.3.2. Criterio di Pre-dimensionamento di sistemi DiaGrid

L'approccio riportato nel seguito è quello di una progettazione basata sul controllo della rigidità. Si considera un edificio a pianta quadrata con pareti verticali prive di curvatura. Le membrature diagonali reagiscono al taglio ed al momento tramite gli sforzi assiali nelle aste, così il problema si riduce a determinare l'area trasversale delle membrature diagonali dei due lati della pianta. Prima consideriamo una maglia di base costituita da due colonne d'estremità e due diagonali come in figura seguente:

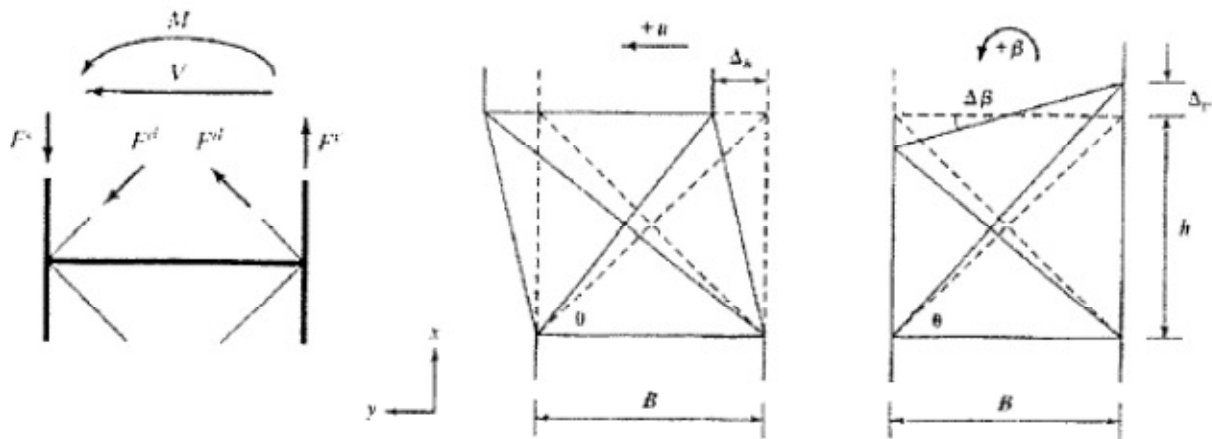


Fig. 1.91 Comportamento statico per carichi orizzontali del singolo modulo

Considerando solo la rigidità a taglio si può valutare l'angolo ottimale per la maglia di base di figura precedente. Il procedimento si basa sull'assunzione che i diagonali reagiscono solo a sforzo assiale. Se F_d è lo sforzo nel diagonale il carico V si lega ai diagonali secondo la seguente:

$$V = 2F_d \cdot \cos \vartheta \quad (1.12)$$

e assumendo comportamento elastico lineare (lecito in quanto la plasticizzazione dei diagonali non consentirebbe più di usufruire della struttura) si ottiene:

$$F_d = A_d \cdot \sigma_d = A_d \cdot E \varepsilon_d \quad (1.13)$$

con:

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta h \cdot \cos \vartheta}{L_d} = \frac{\Delta h \cdot \cos \vartheta}{\frac{h}{\sin \vartheta}} = \frac{\Delta h \cos \vartheta \sin \vartheta}{h} \quad (1.14)$$

Trascurando la deformazione assiale nei diagonali dovuta alla rotazione relativa $\Delta\beta$, e approssimando la deformazione trasversale da taglio γ come:

$$\eta \approx \frac{\Delta h}{h} \quad (1.15)$$

otteniamo la seguente approssimazione per la deformazione assiale totale:

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta h \cos \vartheta \sin \vartheta}{h} = \gamma \cos \vartheta \sin \vartheta = \frac{\gamma \sin 2\vartheta}{2} \quad (1.16)$$

e combinando le precedenti equazioni si ottiene:

$$V = (A_d E_d \sin 2\vartheta \cos \vartheta) \gamma \quad (1.17)$$

Per definizione, la rigidezza a taglio lega il taglio V e la deformazione a taglio γ :

$$V = D_T \gamma \quad (1.18)$$

Segue che:

$$D_T = A_d E_d \sin 2\vartheta \cos \vartheta \quad (1.19)$$

Che graficamente genera la curva in figura 1.92, plot della funzione $\sin 2\vartheta \cos \vartheta$:

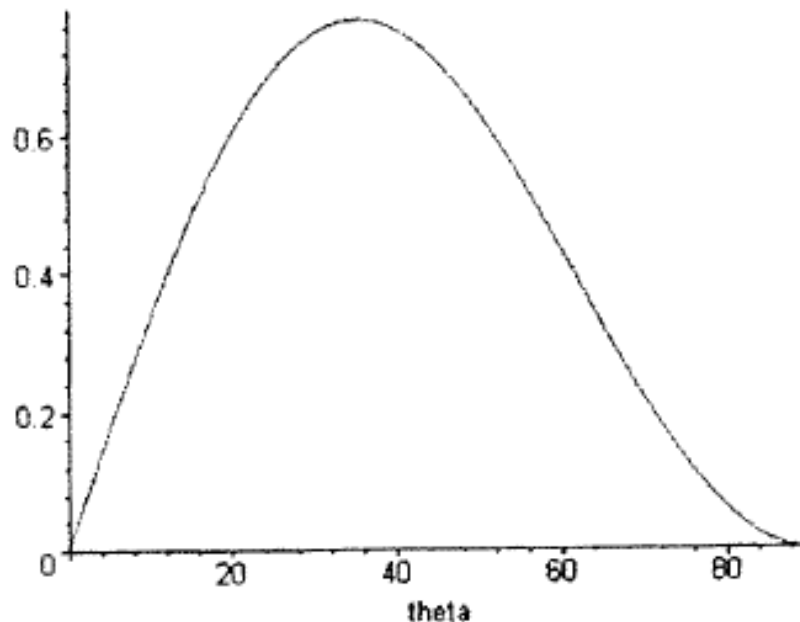


Fig. 1.92 Curva D_T -theta

Che costituisce per un tradizionale telaio controventato l'angolo ideale per avere massima rigidezza a taglio.

Se nelle strutture a telaio controventato il momento è assorbito dalle colonne d'estremità e l'azione orizzontale dai diagonal, per le strutture Diagrid che non hanno colonne anche il momento è assorbito dai diagonal. Quindi se l'angolo ottimale per la rigidezza flessionale del sistema resistente è 90° per le colonne e 35° per i diagonal (nei telai) ora nelle DiaGrid l'angolo ideale cadrà in mezzo a questi.

Estendiamo ora il criterio precedente per arrivare al predimensionamento delle maglie diagonal di un edificio a pianta quadrata di altezza compresa tra 40 e 100 piani. Prendiamo un modulo di 8 piani dove si sviluppino i diagonal interamente, soggetto ad un'azione orizzontale V e un momento flettente M trasmessi dal tronco superiore:

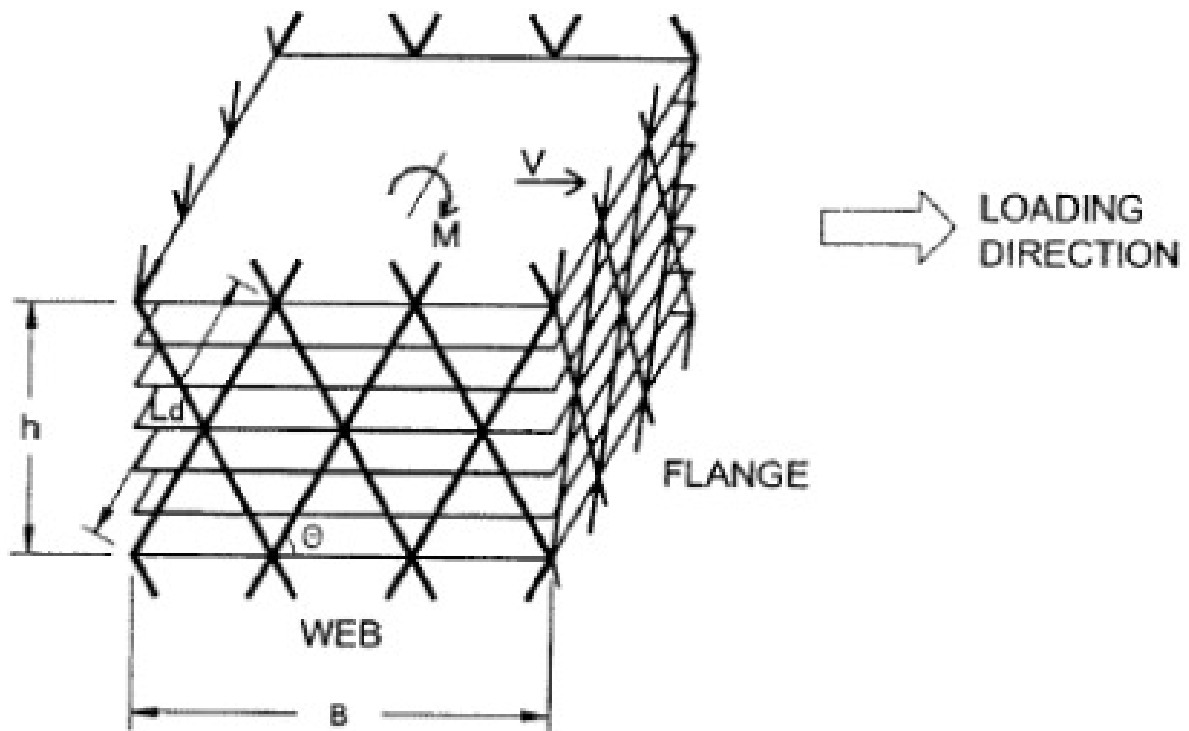


Fig. 1.93 Modulo base sotto carico

Se definiamo in termini di spostamento relativo e rotazione relativa V ed M otteniamo:

$$V = K_T \cdot \Delta u = K_T \cdot \gamma h \qquad V = K_B \cdot \Delta \beta = K_B \cdot \chi h \qquad (1.20)$$

E seguendo il metodo precedentemente esposto si perviene alle seguenti relazioni che esprimono le rigidezze a taglio e flessionale rispettivamente del modulo di 8 piani:

$$K_T = 2N_w \frac{A_{d,w}E}{L_d} (\cos \vartheta)^2 \quad K_B = N_f \frac{B^2 A_{d,w}E}{2L_d} (\sin \vartheta)^2 \quad (1.21)$$

dove:

N_w è il numero di diagonali che si estendono per tutta l'altezza del modulo sul lato web

N_f è il numero di diagonali che si estendono per tutta l'altezza del modulo sul lato flange

Dati V ed M e specificata la deformazione a taglio e flessionale voluta, γ^* e χ^* rispettivamente, si calcolano le rigidezze minime tramite le equazioni (1.20):

$$K_T = \frac{V}{h\gamma^*} \quad (1.22)$$

$$K_B = \frac{M}{h\chi^*} \quad (1.23)$$

e poi sostituendo queste ultime nelle equazioni (1.21) si ottengono le aree trasversali minime delle membrature diagonalali:

$$A_{d,w} = \frac{VL_d}{2N_w E_d h \gamma (\cos \vartheta)^2} \quad (1.24)$$

$$A_{d,f} = \frac{2ML_d}{N_f B^2 E_d h \chi (\sin \vartheta)^2} \quad (1.25)$$

Dove:

$A_{d,f}$ area trasversale di ogni diagonale nel lato web

$A_{d,w}$ area trasversale di ogni diagonale nel lato flange

L_d lunghezza del diagonale

N_w numero di diagonali in ogni lato web

N_f numero di diagonali in ogni lato flange

Se le sollecitazioni V e M sono diverse nelle due direzioni oppure è diverso il numero di diagonali sulle due coppie di lati, per ogni direzione in pianta della struttura va ripetuto il calcolo.

In un'ottica di progettazione basata sul controllo degli spostamenti (che non devono essere elevati per evitare il discomfort ai piani alti) si assume che l'alto edificio si comporti come una mensola, sotto uno stato di deformazione da taglio e flessionale uniforme; allora lo spostamento in sommità è dato dalla somma del contributo di deformazione tagliante e flessionale:

$$u(H) = \gamma^* H + \frac{\chi^* H^2}{2} \quad (1.26)$$

Al fine di individuare il contributo allo spostamento in sommità totale dato dai singoli stati di deformazione, introduciamo un fattore s definito come il rapporto tra lo spostamento in sommità dovuto alla deformazione flessionale e quello dovuto alla deformazione tagliante:

$$s = \frac{\frac{\chi^* H^2}{2}}{\gamma^* H} = \frac{H\chi^*}{2\gamma^*} \quad (1.27)$$

Tenendo conto che il massimo spostamento ammesso è espresso come una frazione dell'altezza dell'edificio $u(H) = \frac{H}{\alpha}$, e combinandola con le precedenti due equazioni si ottiene:

$$\frac{H}{\alpha} = u(H) = \gamma^* H \left(1 + \frac{\chi^* H}{2\gamma^*} \right) = \gamma^* H (1 + s) \quad (1.28)$$

Quindi:

$$\gamma^* = \frac{1}{(1+s)\alpha} \quad (1.29)$$

E infine dalla $s = \frac{\chi^* H^2}{2\gamma^* H} = \frac{H\chi^*}{2\gamma^*}$ ottengo l'espressione per χ^* :

$$\chi^* = \frac{2\gamma^* s}{H} = \frac{2s}{H(1+s)\alpha} \quad (1.30)$$

Tipicamente si assume $\alpha = 500$. Resta comunque da stabilire un valore per s .

Ora introduciamo un fattore adimensionale f , definito come il rapporto tra la deformazione in una diagonale del lato web dovuto all'azione di taglio rispetto alla deformazione in una diagonale del lato flange dovuta all'azione flettente. Entrambe le deformazioni sono prodotte da carichi orizzontali.

$$f = \frac{\varepsilon_{d,web}}{\varepsilon_{d,flange}} \quad (1.31)$$

Dove:

$$\varepsilon_{d,web} = \frac{\Delta u \cdot \cos \vartheta}{L_d} = \frac{\Delta u \cdot \cos \vartheta \sin \vartheta}{h} = \gamma \cos \vartheta \sin \vartheta \quad (1.32)$$

$$\varepsilon_{d,flange} = \frac{B \Delta \beta \cdot \sin \vartheta}{2L_d} = \frac{B \Delta \beta \cdot (\sin \vartheta)^2}{2h} = \frac{B}{2} \chi (\sin \vartheta)^2 \quad (1.33)$$

Ed introducendo queste ultime nell'equazione per f , si ottiene:

$$f = \frac{\varepsilon_{d,web}}{\varepsilon_{d,flange}} = \frac{\gamma \cos \vartheta \sin \vartheta}{\frac{B}{2} \chi (\sin \vartheta)^2} = \frac{2\gamma}{B \chi \tan \vartheta} \quad (1.34)$$

Adesso, ricavando χ da quest'ultima e sostituendola nell'equazione per s si ottiene:

$$s = \frac{H \left(\frac{2\gamma}{B f \tan \vartheta} \right)}{2\gamma} = \frac{H}{B f \tan \vartheta} \quad (1.35)$$

Si possono fare delle interessanti considerazioni circa la differenza tra telai e strutture DiaGrid:

- In un telaio le colonne reagiscono ai carichi verticali e orizzontali, mentre i diagonal di controvento reagiscono solo alle azioni orizzontali. Ciò comporta che se i carichi da gravità sono dello stesso ordine di grandezza di quelli indotti dalle azioni orizzontali l'incremento di deformazione ammissibile sulle colonne dovuto ai carichi orizzontali deve essere minore del corrispondente incremento di deformazione nel diagonale. Segue che per alti edifici a telaio controventato $f > 1$. Tipicamente per comportamento elastico abbiamo $f \cong 3$ e per comportamento plastico $f \cong 6$.

- In una DiaGrid invece le diagonali nei lati web e flange hanno lo stesso stato di deformazione dovuto ai carichi verticali. Le diagonali che si collegano tra i piani web e flange sono soggette a deformazione da flessione e da taglio. Quindi in tal caso si ha generalmente $f < 1$. Da studi nel settore si è provato che per edifici con rapporto d'aspetto $\frac{H}{B} > 5$ e struttura DiaGrid correttamente progettata si ha $f = 0,5 \div 1$. Al crescere del rapporto d'aspetto, l'edificio tende a comportarsi come una mensola soggetta a flessione ed f decresce.

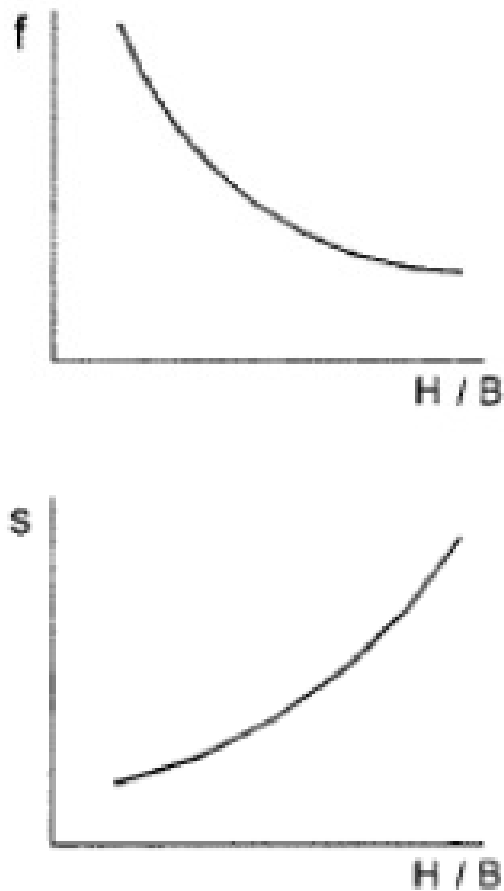


Fig. 1.94 Curve f -(H/B)

Usando la precedente procedura di progetto per una struttura DiaGrid a 60 piani e una a 42 piani rispettivamente, si sono calcolate le aree dei diagonali, suddividendo in moduli le strutture, in modo da poter osservare come cambia la richiesta di materiale in funzione dell'altezza.

Per l'edificio a 60 piani si è fissato il rapporto d'aspetto $\frac{H}{B} = 7$ e $f = 0,5$, conseguentemente si è calcolato un $s \cong 6$. Infine si è fissato il limite di spostamento

in sommità pari a $\frac{H}{500} = 0,48m$. Per tenere conto del contributo delle diagonali sui lati web alla rigidezza a flessione si è aggiunta una diagonale fittizia su ogni lato flange, ottenendo così $N_f = 6 + 2$.

Le formule che forniscono l'area di acciaio delle membrature diventano:

$$A_{d,w} = \frac{VL_d}{2N_w E_d h \gamma (\cos \vartheta)^2} = \frac{VL_d}{12 E_d h \gamma (\cos \vartheta)^2} \quad (1.36)$$

$$A_{d,f} = \frac{2ML_d}{N_f B^2 E_d h \chi (\sin \vartheta)^2} = \frac{2ML_d}{(6+2) B^2 E_d h \chi (\sin \vartheta)^2} \quad (1.37)$$

E i risultati ottenuti sono riportati in figura 1.95:

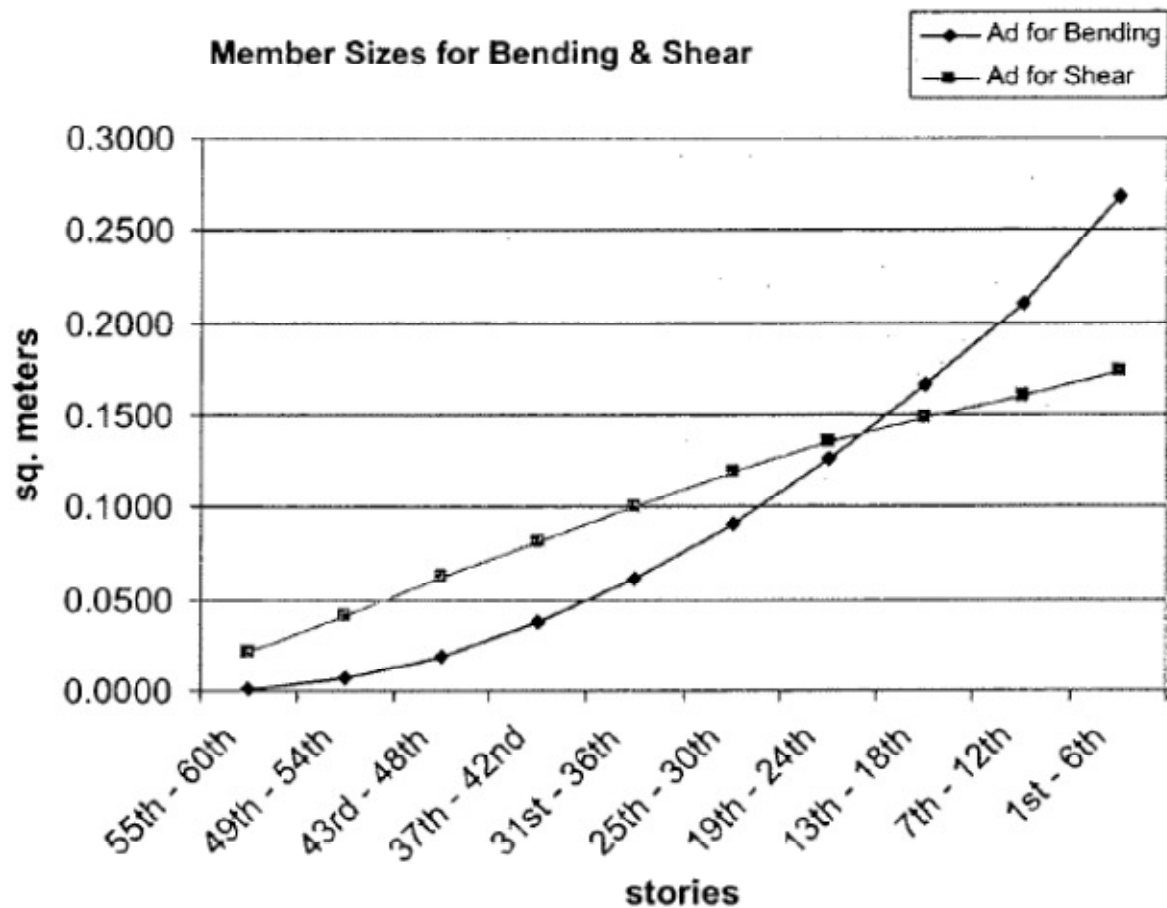


Fig. 1.95 Dimensionamento per momento flettente e taglio per edificio di 60 piani

Alla stessa maniera si è proceduto per l'edificio di 42 piani, assumendo rapporto d'aspetto pari a $\frac{H}{B} = 5$ e $f = 1$, conseguentemente si è calcolato un $s \cong 2$. Per tenere conto del contributo delle diagonali sui lati web alla rigidezza a flessione si è

aggiunta una diagonale fittizia su ogni lato flange, ottenendo così $N_f = 6 + 2$. I risultati sono quelli di figura 1.96:

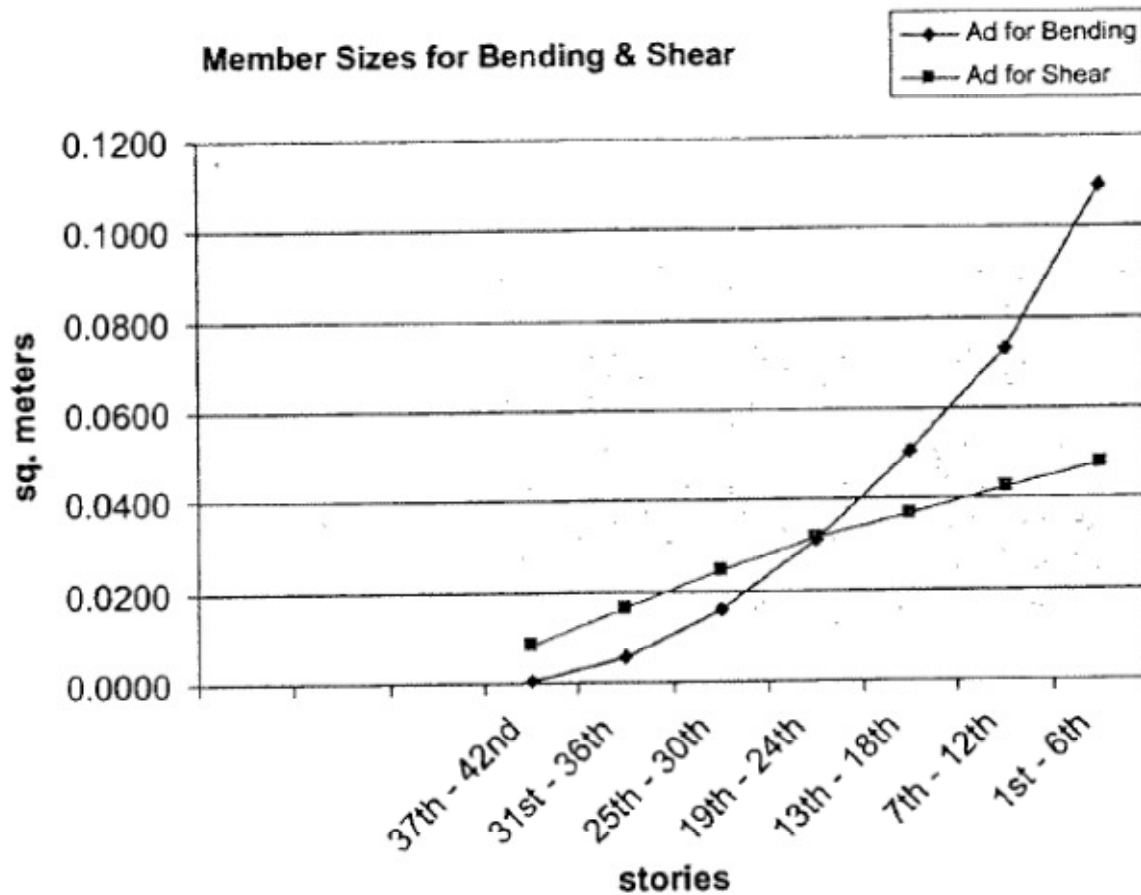


Fig. 1.96 Dimensionamento per momento flettente e taglio secondo l'altezza per edificio di 42 piani

Ora considerando sempre un edificio di 60 piani a pianta quadrata e con rapporto d'aspetto $\frac{H}{B} = 6 \div 7$ e di angolo di diagonali 63° , vediamo i seguenti risultati delle foto seguenti.

Quando $s = 1$ il massimo spostamento in sommità dovuto alla deformazione flessionale e tagliante sono equivalenti e l'area richiesta per limitare gli spostamenti dovuti alla deformazione flessionale governano il progetto dell'edificio.

Quando $s = 9$ il massimo spostamento in sommità dovuto alla deformazione flessionale è 9 volte quello dovuto alla deformazione tagliante e l'area richiesta per limitare gli spostamenti dovuti al taglio governano il progetto dell'edificio.

Questi due casi rappresentano i casi limite per s .

Prendendo $s = 4$, e scegliendo per ogni modulo l'area maggiore richiesta per limitare gli spostamenti dovuti o alla deformazione a taglio o flessionale, si arriva alla progettazione più economica. In tal caso la deformazione flessionale governa il progetto dell'area dei diagonalali nella metà bassa dell'edificio, mentre la deformazione tagliante governa il progetto per la metà superiore.

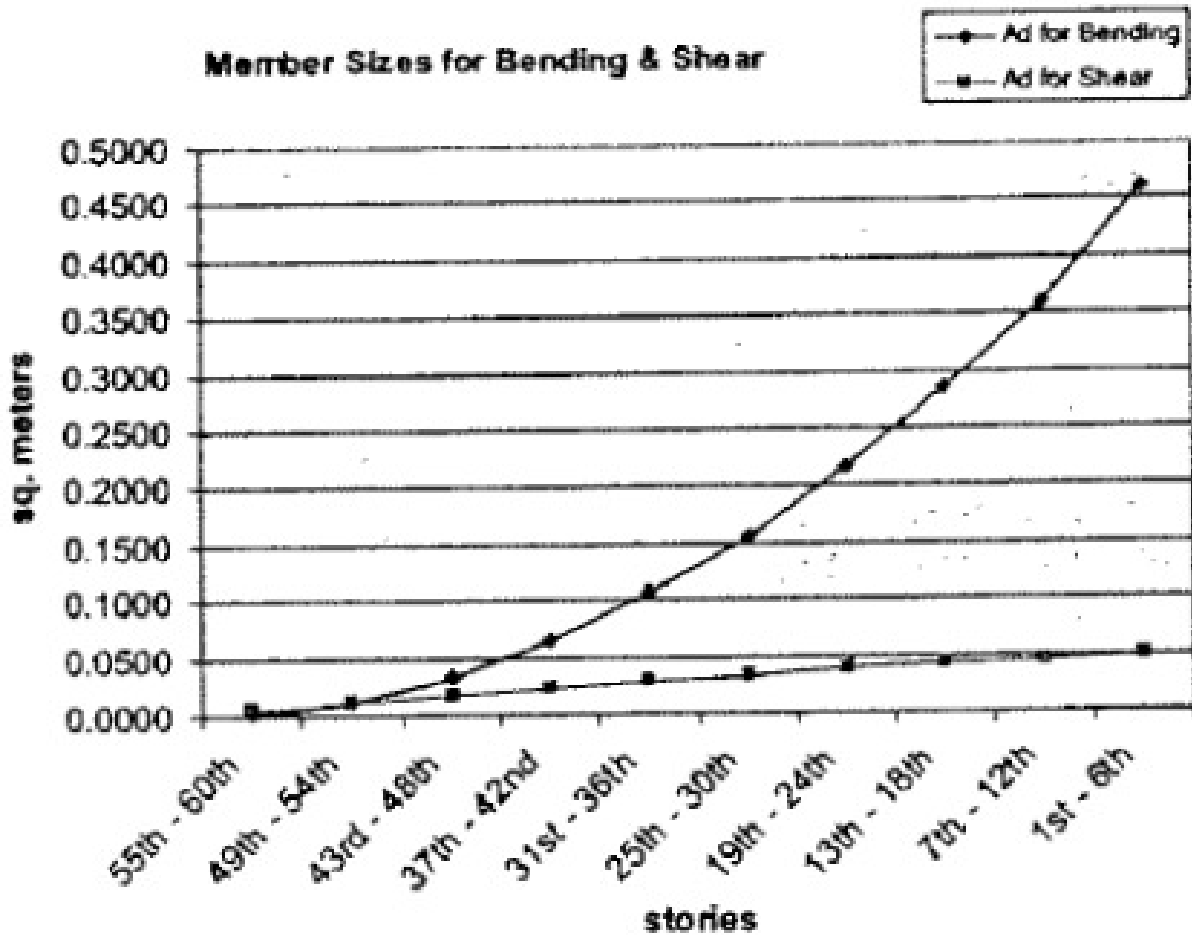


Fig. 1.97 Dimensionamento per momento flettente e taglio per edificio di 60 piani; coefficiente $s=1$

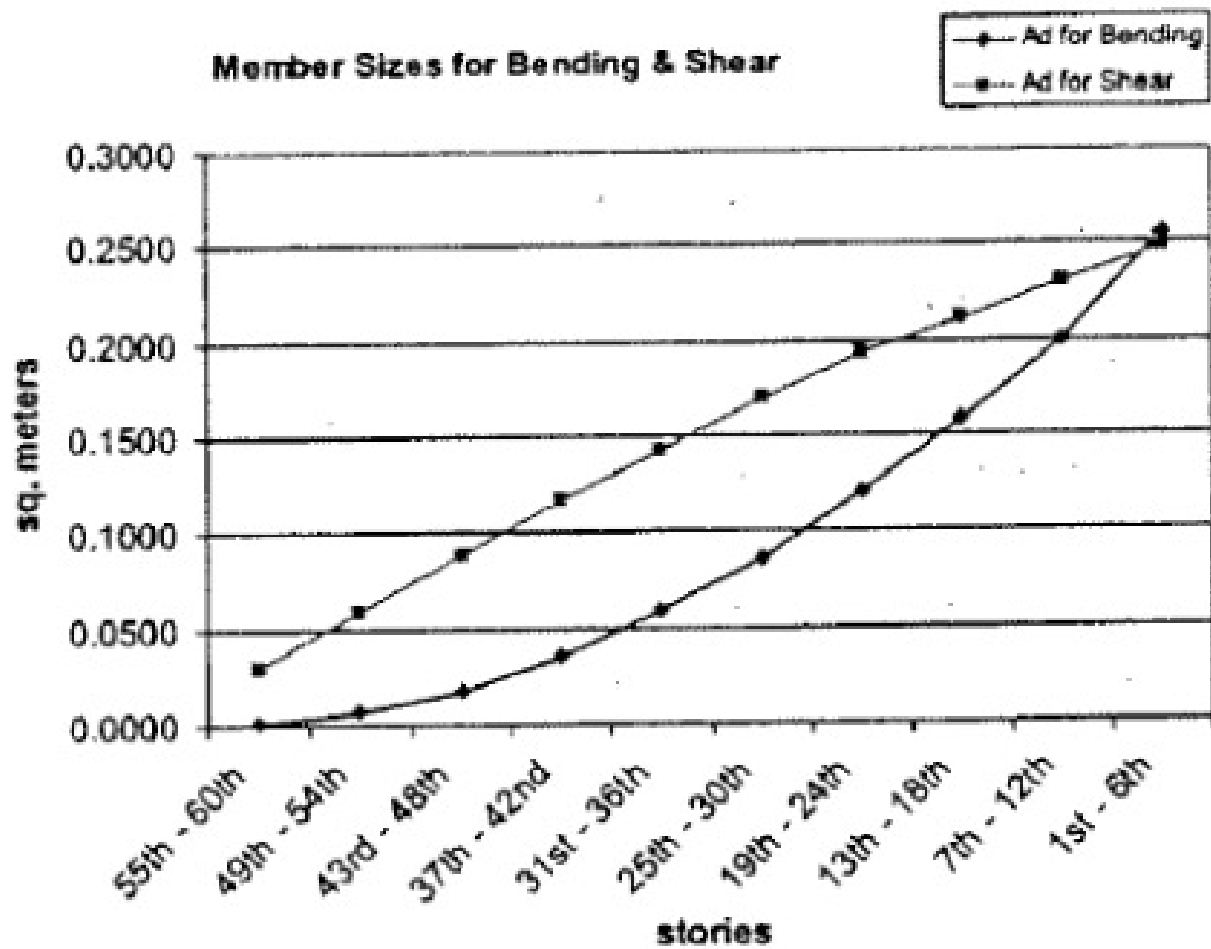


Fig. 1.98 Dimensionamento per momento flettente e taglio per edificio di 60 piani; coefficiente $s=9$

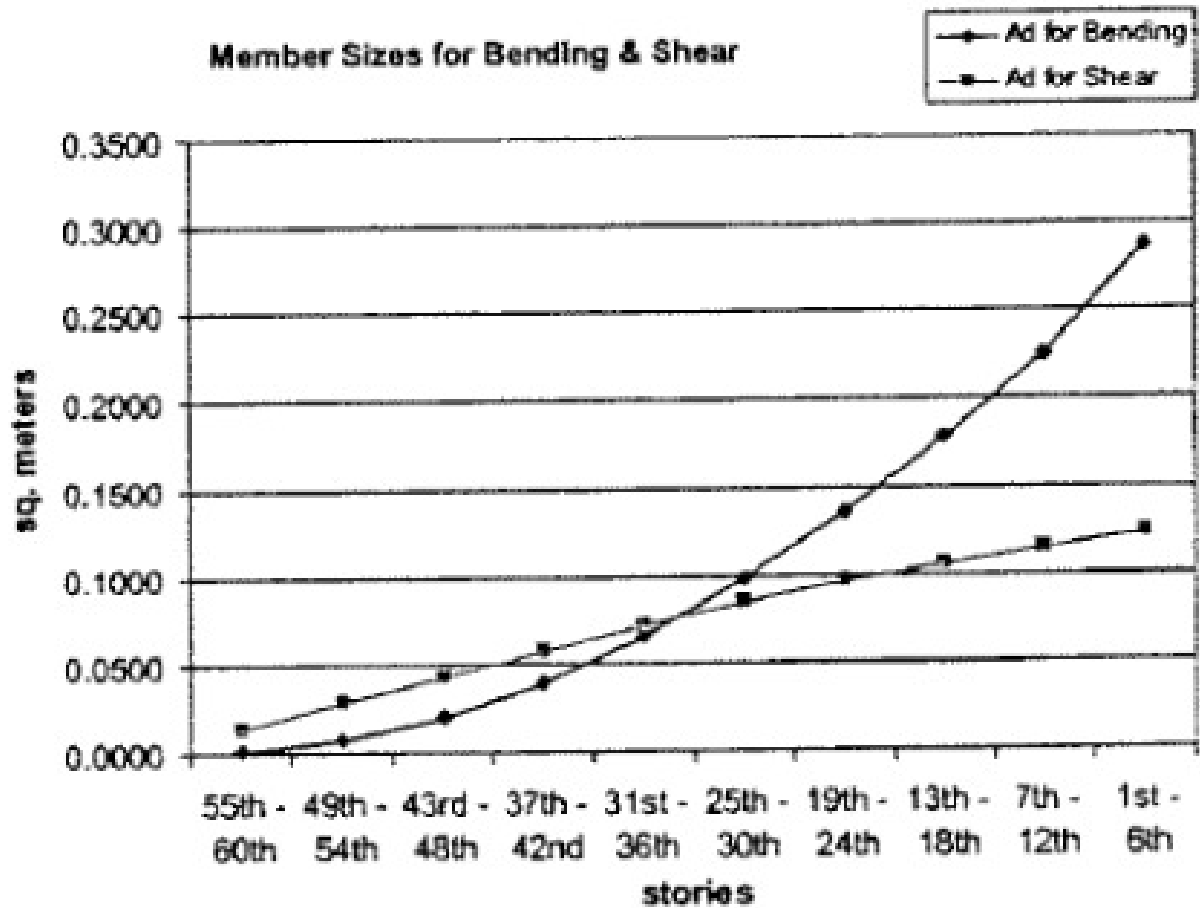


Fig. 1.99 Dimensionamento per momento flettente e taglio per edificio di 60 piani; coefficiente s=4

Da questi studi si è poi ottenuta e proposta una relazione empirica che leghi il fattore s con il rapporto d'aspetto, valida per strutture DiaGrid con più 40 piani e rapporto d'aspetto maggiore di 5 e angolo di inclinazione dei diagonali tra 60° e 70° (angoli ideali):

$$s = \left(\frac{H}{B} - 3 \right) \quad (1.38)$$

1.3.3. Risposta dinamica a sisma e vento (cenni)

Gli alti edifici presentano, data la notevole estensione in altezza, l'elevata massa e la snellezza degli elementi strutturali di cui sono composti, grande deformabilità per le azioni orizzontali e quindi periodi di vibrazione elevati (corrispondenti a basse frequenze di vibrazione propria). Sebbene le strutture DiaGrid siano più rigide dei tradizionali telai a travi e pilastri restano sempre caratterizzate da alti periodi propri. Al tempo stesso il contenuto energetico dei sismi, essendo fenomeni di tipo impulsivo, è racchiuso nelle alte frequenze (e quindi nei bassi periodi di vibrazione) mentre il vento è caratterizzato da contenuto energetico alto in corrispondenza di basse frequenze. Ciò comporta una maggiore vulnerabilità al sisma da parte delle strutture ordinarie (che sono molto rigide) e una maggiore vulnerabilità all'azione eolica per strutture estese in altezza (anche per i ponti, che presentano, come gli alti edifici, alti periodi propri di vibrazione).

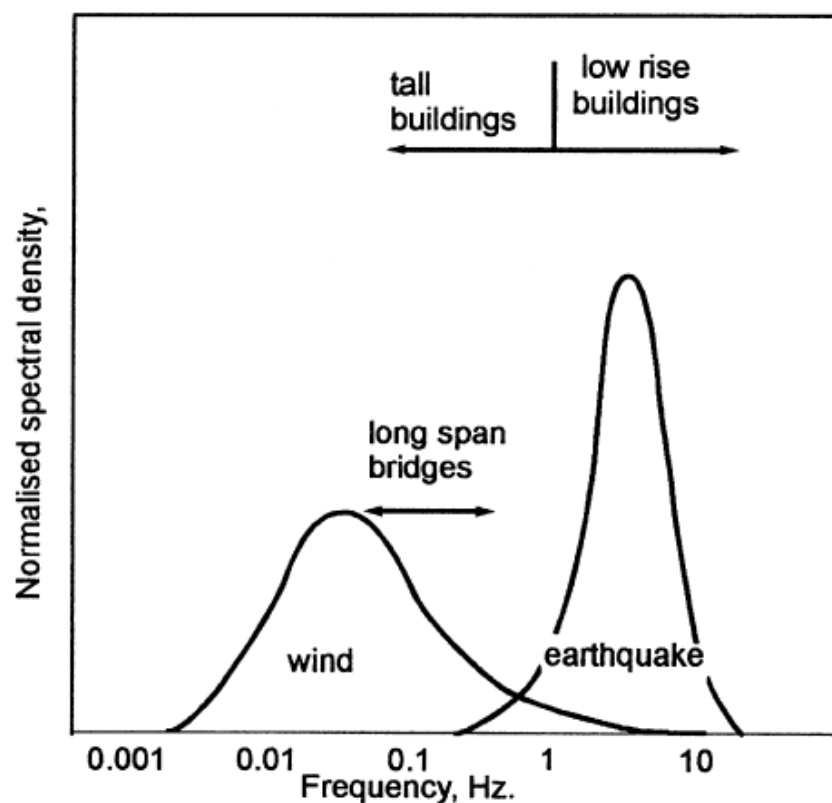


Fig. 1.100 Diversa vulnerabilità delle strutture civili in base alle frequenze proprie di vibrazione

In questi termini una maggiore rigidezza della struttura di un alto edificio comporterebbe un migliore comportamento nei confronti di fenomeni di risonanza sotto l'azione del vento (in quanto aumentano le frequenze naturali di vibrazione e ci si allontana dalla zona di lock-in, che si verificherebbe soltanto per velocità del vento maggiori). D'altro canto in questo modo si tende a peggiorare il comportamento al sisma in quanto aumentando le frequenze naturali dei modi di vibrare diminuiscono i periodi di vibrazione e quindi ci si avvicina alla zona di maggior contenuto energetico del sisma (vedi spettri di risposta); il risultato è che più la struttura è rigida e maggiori saranno le accelerazioni manifestate in seguito al sisma.

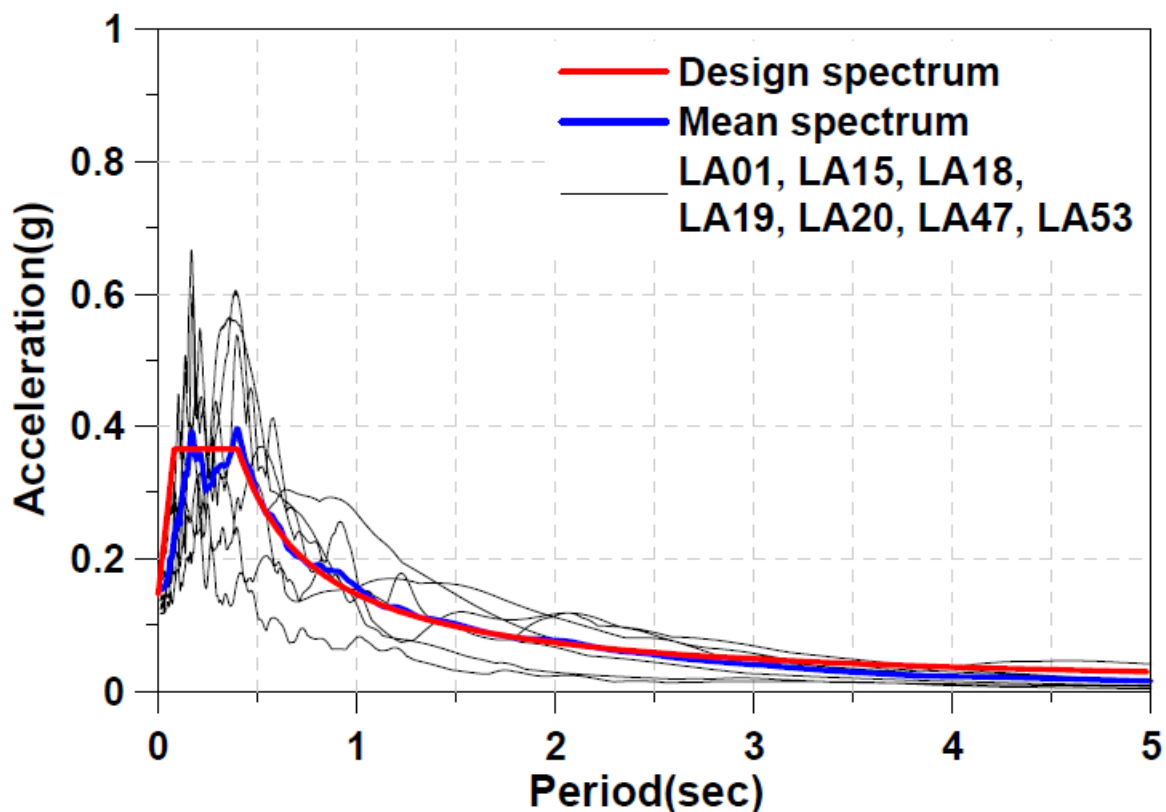


Figure 10: Response spectra of earthquake records and design spectrum

Fig. 1.101 Spettro di risposta delle accelerazioni

Per risolvere il problema è necessario ricorrere a sistemi dissipativi (come Tuned Mass Dampers o dispositivi viscoelastici elastomerici) che mitighino le vibrazioni indotte dalle forzanti dinamiche, oppure modificare in sede di progettazione la morfologia dell'edificio in modo da evitare la creazione di turbolenze localizzate.

Si può altresì giocare sulla massa attivata dai modi di vibrare, facendo in modo che sia maggiore quella movimentata ai piani alti della struttura. In questo modo le

accelerazioni percepite ai piani alti sono minori. Tuttavia non è sempre facile e conveniente operare secondo questa via, sia dal punto di vista economico che da quello delle tempistiche di cantiere da prevedere per gli accorgimenti strutturali necessari. Risulta senz'altro più economico prevedere nella progettazione la presenza di accorgimenti aerodinamici. Come si può vedere nella figura 1.102, è bene prevedere alle estremità della pianta dell'edificio smussi o "ali" che rendano più graduale il distacco dei vortici, riducendo di fatto la risposta dinamica al vento rispetto alla classica forma quadrata con spigoli vivi.

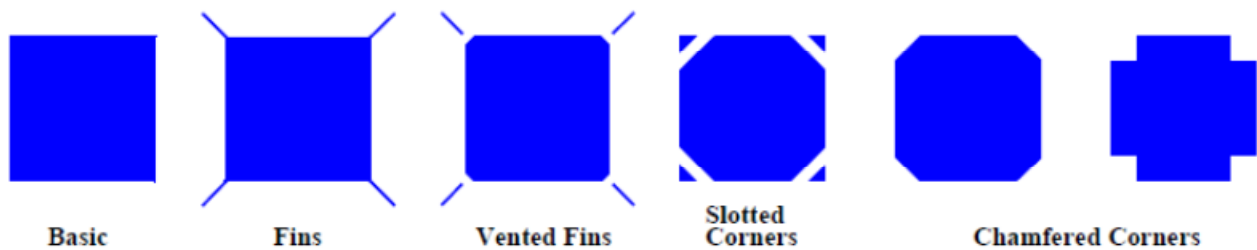


Fig. 1.102 Accorgimenti aerodinamici per la soppressione delle vibrazioni indotte dal vento

Spesso questa serie di accorgimenti va accoppiata ad una graduale riduzione della sezione in pianta lungo l'altezza, per contare su un significativo miglioramento del comportamento dinamico alla forzante eolica.

Altra strategia praticabile per evitare o limitare l'uso di dispositivi dissipativi può essere quella di prevedere nel progetto aperture alla sommità dell'edificio, come nello Shanghai World Financial Center.



Fig. 1.103 Shanghai World Financial Center, foronomia aerodinamica

L'apertura garantisce una scarsa area esposta alle correnti eoliche, mentre la forma assottigliata nell'altra direzione costituisce un profilo aerodinamico eccellente che consente una grande riduzione dei vortici e quindi ridotte accelerazioni orizzontali. In ogni caso le soluzioni cui si è accennato vanno sempre validate su modelli in galleria del vento, per poterne accertare l'efficacia.

2. Modellazione dell'azione del vento

2.1. ORIGINE E STRUTTURA DEL VENTO

Per gli alti edifici il vento costituisce sicuramente il carico più gravoso e necessita quindi di un'adeguata modellazione. I metodi di definizione del carico eolico contenuti nelle normative internazionali rappresentano l'azione del vento come un carico statico equivalente e sebbene ad oggi costituiscano una buona base di partenza per il calcolo delle sollecitazioni sulle strutture tradizionali, di fatto risultano inadeguati nel caso di strutture alte o molto lunghe (grattacieli e ponti) in quanto non tengono conto, o lo fanno in maniera approssimativa, della fluttuazione delle correnti ventose turbolente e della loro dipendenza statistica.

È necessario quindi pervenire ad un andamento temporale della velocità eolica, detto nel seguito "storia di vento", che consenta di compiere analisi dinamiche lineari sul modello FEM della struttura in oggetto.

Il vento è un fenomeno naturale originato dalla rotazione terrestre, dal riscaldamento differenziale di masse d'aria (gradiente termico tra diverse zone dell'atmosfera) e dalle differenze di pressione atmosferica che seguono. Il moto dell'aria, detto vento, è pertanto governato dalle complesse leggi della meccanica dei fluidi e della termodinamica. In prossimità della superficie questo moto d'aria risente delle asperità superficiali della crosta terrestre e origina un vento turbolento. La situazione che si verifica ad una certa quota sulla superficie terrestre, va a modificarsi via via che ci si avvicina al terreno, in prossimità del quale, al moto dell'aria dovuto alle cause prima descritte, si sovrappongono moti turbolenti, legati a vortici generati dal contatto dell'aria con le asperità del terreno.

Si può pertanto individuare una zona vicina al terreno, detta "Strato Limite", all'interno della quale il vento ha carattere turbolento e la velocità istantanea dello stesso cresce da terra, dove è teoricamente nulla, verso l'alto fino ad una quota dove il campo di velocità torna ad essere uniforme e circa costante nel tempo.

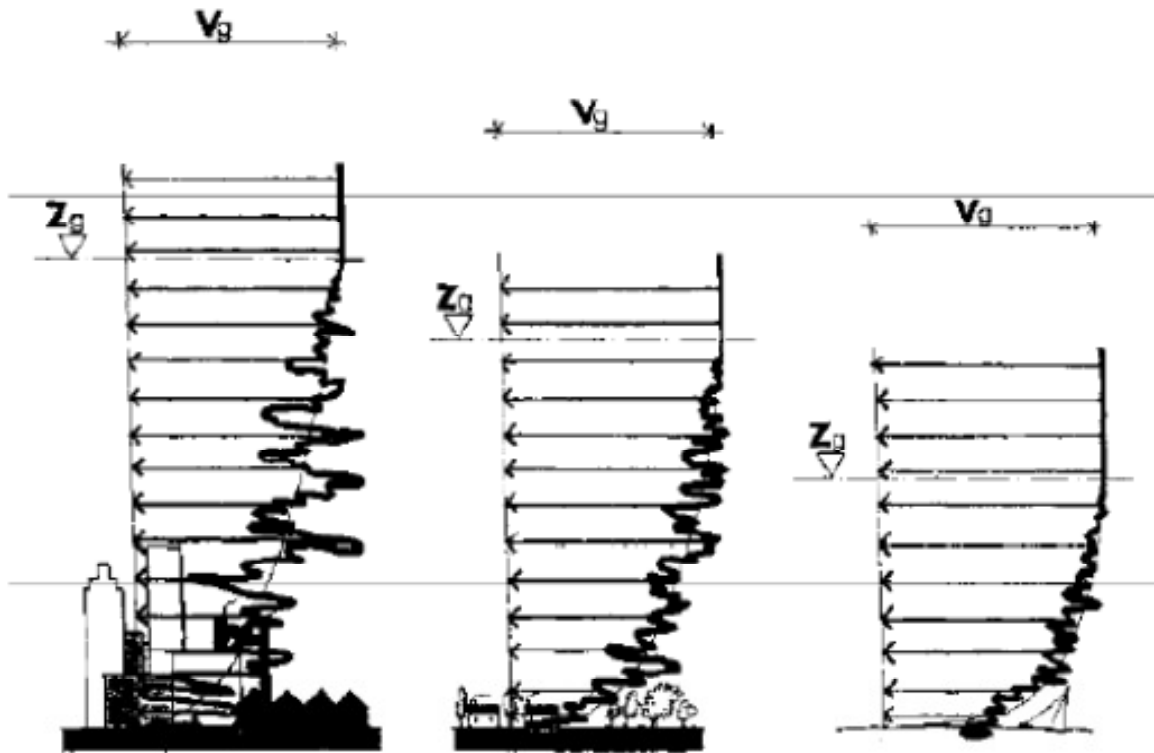


Fig. 2.1 Profilo di velocità eolica all'interno dello strato limite atmosferico

Questa quota, detta “altezza di gradiente”, varia approssimativamente tra 300 m (su suoli a bassa rugosità come, ad esempio, deserto e mare) e 500 m (su suoli fortemente urbanizzati). La turbolenza che si genera alla base dello strato limite per effetto della rugosità superficiale consta in un moto vorticoso dell'aria e tali vortici interagiscono significativamente con la struttura, dando luogo ad una risposta dinamica della struttura di diverso tipo in funzione alla sua rigidità:

- Quasi statica: per strutture molto rigide
- In risonanza: per strutture deformabili (tipicamente grattacieli e ponti)

Le variazioni di velocità del vento, al di sopra dell'altezza di gradiente, sono determinati dai grandi movimenti meteorologici. A questa causa si sovrappongono, in prossimità del suolo, le variazioni prodotte dai vortici generali dalla rugosità del terreno.

Sia la scala temporale (periodo medio dei vortici) che quella spaziale (dimensioni medie dei vortici) sono caratterizzate da diversi ordini di grandezza nella macrometeorologia rispetto alla micrometeorologia. Infatti, la macroturbolenza è determinata da vortici dell'ordine dei chilometri o migliaia di chilometri con periodi

di giorni o mesi, mentre nella microturbolenza si parla di metri o centimetri e periodi di secondi.

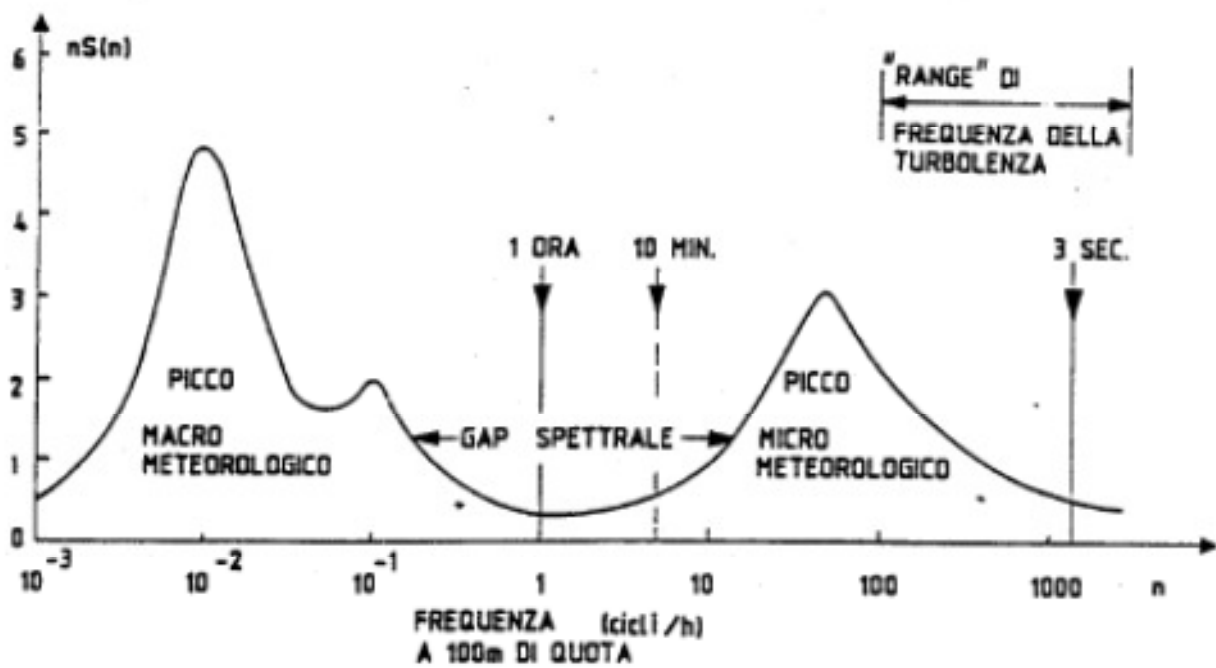


Fig. 2.2 Gap spettrale

2.2. VELOCITA' MEDIA DEL VENTO

Considerando la sola correlazione in altezza la velocità istantanea del vento in un punto $M(z)$ di coordinata verticale z può essere vista come somma di due componenti; una velocità media $V_m(z, t)$ ed una turbolenta $u(z, t)$, di media nulla e fluttuante sulla prima:

$$V(z, t) = V_m(z, t) + u(z, t) \quad (2.1)$$

La presenza del gap spettrale rende possibile, all'interno di una tempesta di vento, riferirsi ad una velocità mediata su un periodo compreso fra 10 min ed 1 ora, isolando in tal modo le due variazioni una dall'altra. Pertanto, la variazione macrometeorologica è testimoniata dalla variazione nel tempo della velocità media, mentre quella micrometeorologica è testimoniata dalla fluttuazione di velocità.

Si tenga presente che la velocità media varia nel tempo con periodi nettamente superiori a quelli propri delle strutture, al punto da poterla considerare agente in maniera quasi statica. Al contrario, le frequenze di variazione della componente fluttuante sono prossime a quelle di molte strutture, inducendo sulle stesse una risposta di tipo dinamico. Pertanto si può considerare:

$$V(z, t) = V_m(z) + u(z, t) \quad (2.2)$$

La velocità media varia nello spazio, ed in particolare cresce con l'altezza dal suolo, con una legge che vie di solito approssimata con una funzione potenza o, come nel caso dell'EC1 sopra riportato, con una funzione logaritmo. Al di sotto di una certa quota, variabile tra i 2 ed i 16 m a seconda della rugosità del sito, la velocità media si suppone uniforme.

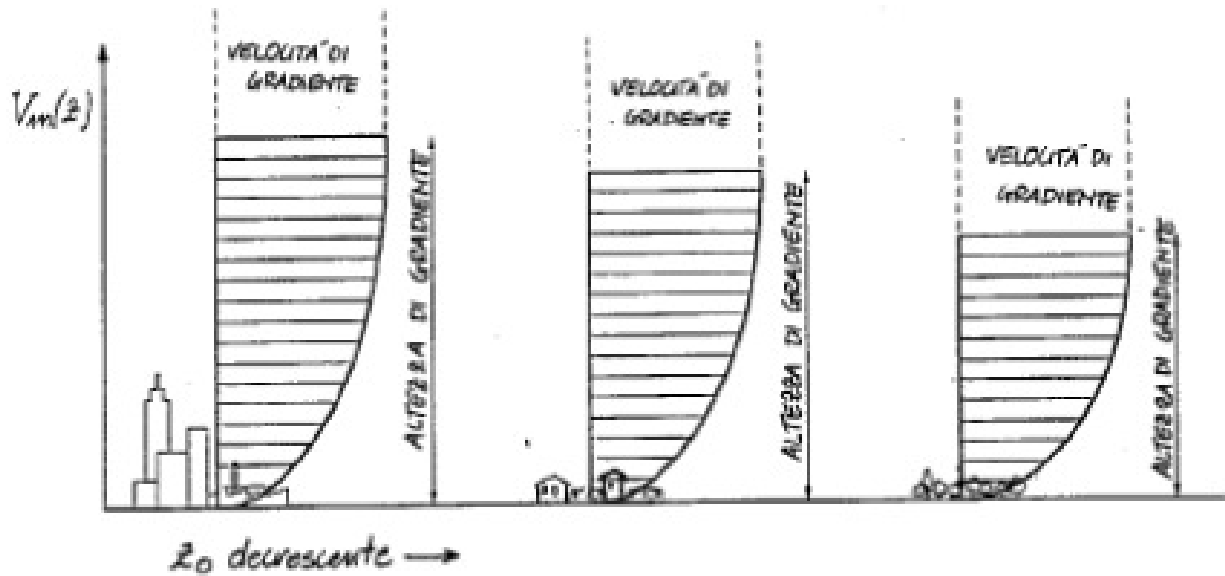


Fig. 2.3 Profilo logaritmico di velocità media eolica all'interno dello strato limite atmosferico

La velocità media assume la forma:

$$V_m(P) = \begin{cases} V_{ref} \cdot k_r \cdot \ln\left(\frac{z_P}{z_0}\right); & \text{se } z_P > z_{min} \\ V_{ref} \cdot k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right); & \text{se } z_P < z_{min} \end{cases} \quad (2.3)$$

Dove la velocità di riferimento V_{ref} è definita come la velocità, mediata su 10 minuti e a 10 m dal suolo a rugosità standard (EC1), di una tempesta di vento di progetto con tempo di ritorno di 50 anni:

$$V_{ref} = \alpha_v - \beta_v \cdot \ln[-\ln(0,98)] \quad (2.4)$$

2.3. COMPONENTE TURBOLENZA DI VELOCITA'

La turbolenza atmosferica può essere intesa come un processo il cui momento statistico del secondo ordine è stazionario. Inoltre il vento turbolento è con buona approssimazione di tipo Gaussiano, ossia i primi due momenti statistici permettono di caratterizzarlo completamente. Pertanto, essendo stazionari media e varianza del processo Gaussiano ad essa associato, la turbolenza può essere intesa anche come ergodica.

Per quanto riguarda la caratterizzazione della componente turbolenta di velocità $u(z, t)$, essa è completamente rappresentata una volta che sono conosciute le seguenti grandezze:

- Intensità di turbolenza:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u(z)}{V_m(z)} \quad (2.5)$$

- Scala temporale: esprime la durata media dei vortici costituenti la raffica di vento per tenere in conto della correlazione temporale degli stessi

$$T_u(z) = \int_0^{\infty} \rho_u(z, t) dt \quad (2.6)$$

Dove $\rho_u(z, t)$ è una funzione di autocorrelazione temporale adimensionalizzata che si assume tipicamente nella forma:

$$\rho_u(\tau) = e^{-\tau/T(z)} \quad (2.7)$$

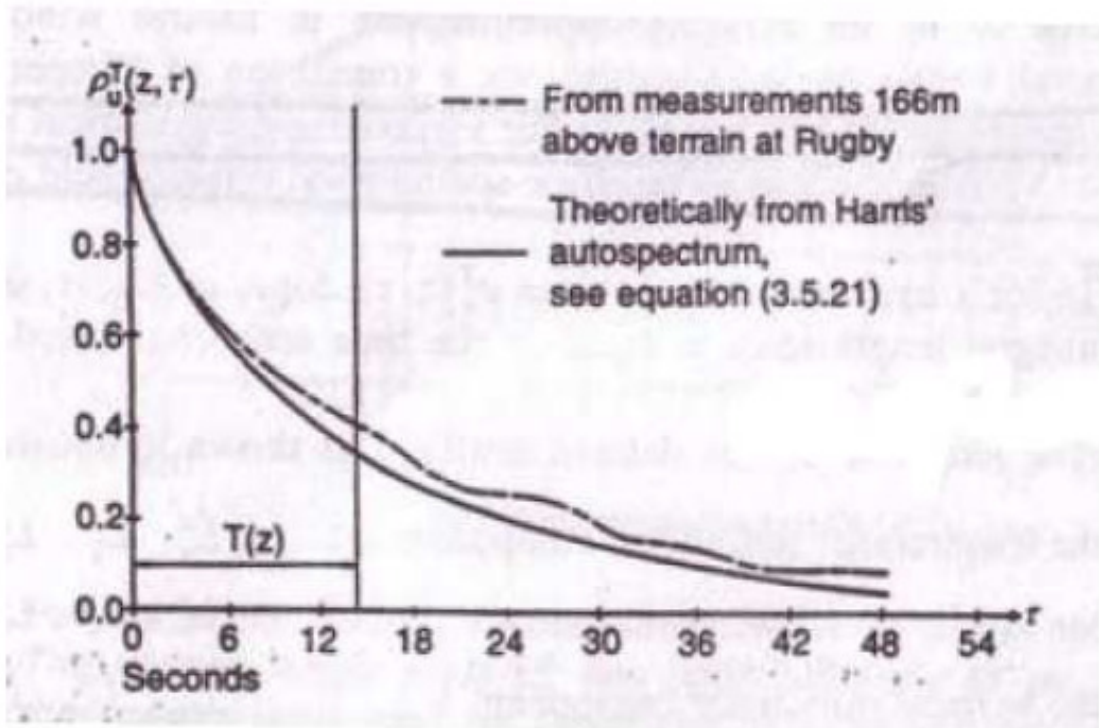


Fig. 2.4 Funzione di autocorrelazione teorica

- Scala integrale: esprime la dimensione media dei vortici costituenti la raffica di vento per tenere in conto la correlazione spaziale degli stessi

$$L_u^z(z) = \int_0^\infty \rho_u(z, r_z) dr_z \quad (2.8)$$

Dove $\rho_u(z, r_z)$ è una funzione di cross-correlazione tra due punti della raffica in direzione z distanziati di r_z . Se si ritiene valida l'ipotesi di Taylor, ogni vortice viene trasportato da una velocità indipendente dalla dimensione del vortice stesso e pari alla velocità media del fluido. Le scale integrale e temporale sono allora legate dalle seguenti relazioni:

$$r_z = V_m(z) \cdot \tau \quad L_u^z(z) = V_m(z) \cdot T_u(z) \quad (2.9)$$

Le scale integrali dipendono dall'altezza, dalla rugosità del suolo, e anche dalla velocità del vento. Per altezze comprese tra i 10 e i 240 m vale la seguente relazione:

$$L_u^x(z) = C \cdot z^m \quad (2.10)$$

Dove C e m dipendono dalla rugosità del sito, z_0 . Le rimanenti scale integrali sono spesso espresse in funzione della scala integrale longitudinale appena definita:

$$L_u^y(z) = 0.3 \cdot L_u^x(z) \quad L_u^z(z) = 0.2 \cdot L_u^x(z) \quad (2.11)$$

La turbolenza può essere intesa come una sovrapposizione di vortici caratterizzati da un periodo e da una frequenza angolare $\omega = 2\pi n$. L'energia totale del processo è quindi la somma dei vari contributi energetici associati ad ogni singolo vortice. Dall'equazione di moto del flusso turbolento si evince che i termini inerziali sono associati ad un trasferimento di energia dai vortici più grandi a quelli più piccoli, mentre i termini viscosi si riferiscono ad una dissipazione di energia che interessa principalmente i vortici più piccoli. A causa di questa dissipazione, la turbolenza tenderebbe ad estinguersi, tuttavia la corrente viene rifornita di energia dai vortici maggiori. Il flusso turbolento è dunque garantito da un equilibrio energetico tra l'energia introdotta nella corrente dai vortici più grandi, e l'energia dissipata da quelli più piccoli.

La densità di potenza spettrale (più comunemente detto spettro) fornisce informazioni circa il contenuto energetico, alle varie frequenze, delle singole armoniche che compongono la storia temporale $u(z, t)$.

In Normativa sono presenti varie forme dello spettro adimensionalizzato longitudinale del segnale eolico, come il seguente da Eurocodice 1:

$$\frac{n \cdot S_{uu}(z, n)}{\sigma_u^2(z)} = 6.8 \frac{nL_u^x}{V_m(z)} \cdot \frac{1}{\left[1 + 10.2 \cdot \frac{nL_u^x}{V_m(z)}\right]^{5/3}} \quad (2.12)$$

o il seguente da CNR DT207-2008:

$$\frac{n \cdot S_{uu}(z, n)}{\sigma_u^2(z)} = 6.868 \frac{nL_u^x}{V_m(z)} \cdot \frac{1}{\left[1 + 10.302 \cdot \frac{nL_u^x}{V_m(z)}\right]^{5/3}} \quad (2.13)$$

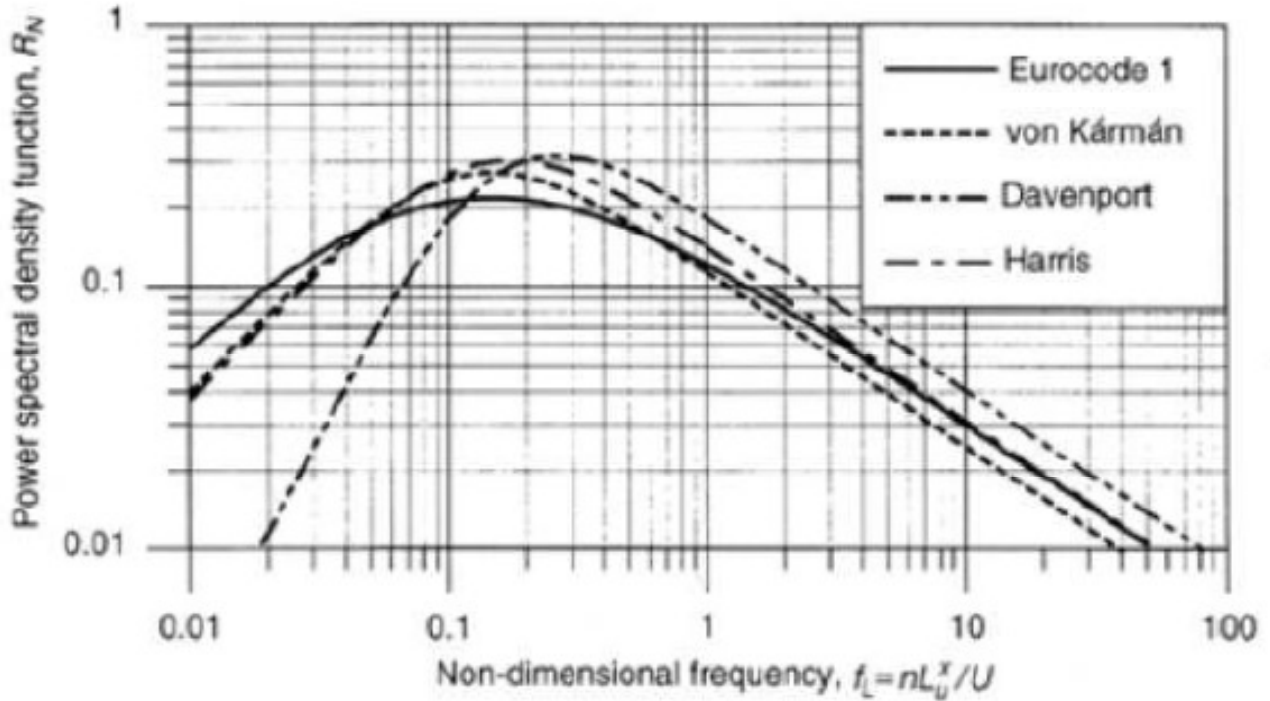


Fig. 2.5 Funzione di densità di potenza spettrale

A basse frequenze si ha produzione di energia (grandi vortici) che viene poi dissipata nei piccoli vortici ad alta frequenza; il trasferimento di energia dalla “zona di produzione” a quella di “dissipazione” si ha attraverso lo “inertial subrange” mediante vortici di medie dimensioni.

Nelle Normative viene fornito anche lo spettro delle altre componenti eoliche, quelle trasversali e verticali.

Spettro di Kaimal

$$\frac{n \cdot S_{vv}(z, n)}{\sigma_v^2(z)} = 15 \frac{nz}{V_m(z)} \cdot \frac{1}{\left[1 + 9.5 \cdot \frac{nz}{V_m(z)}\right]^{5/3}} \quad (2.14)$$

Spettro di Lumley e Panofsky

$$\frac{n \cdot S_{ww}(z, n)}{\sigma_w^2(z)} = 3.36 \frac{nz}{V_m(z)} \cdot \frac{1}{\left[1 + 10 \cdot \frac{nz}{V_m(z)}\right]^{5/3}} \quad (2.15)$$

2.4. CORRELAZIONE SPAZIALE DELLA TURBOLENZA

Il cross-spettro normalizzato, $S_N(P_1, P_2, n)$ della turbolenza longitudinale, fornisce la dipendenza statistica in funzione della frequenza n , tra due punti nello spazio P_1 e P_2 . Lo si esprime come segue:

$$S_N(P_1, P_2, n) = \frac{S_{uu}(P_1, P_2, n)}{\sqrt{S_{uu}(P_1, n) \cdot S_{uu}(P_2, n)}} \quad (2.16)$$

Dove $S_{uu}(P_1, P_2, n)$ è il cross-spettro della componente turbolenta nei due punti considerati. $S_{uu}(P_j, n)$ con $j = 1, 2$ è lo spettro (o autospettro) della j -esima componente turbolenta. Il cross-spettro è scomponibile in una parte reale, il co-spettro ψ_{uu} (una funzione che decade all'aumentare della distanza tra i punti; il decadimento dipende dalla dimensione dei vortici che generalmente può essere stimata come il rapporto tra la velocità media e la frequenza V_m/n) ed una parte immaginaria, il quad-spettro (che di norma negli usuali problemi di ingegneria civile può essere trascurata). Sotto questa ipotesi possiamo quindi scrivere:

$$S_{uu}(P_1, P_2, n) = \sqrt{S_{uu}(P_1, n) \cdot S_{uu}(P_2, n)} \cdot Coh_{uu}(P_1, P_2, n) \quad (2.17)$$

Dove la funzione di correlazione $Coh_{uu}(P_1, P_2, n)$ può essere scritta nella forma seguente, considerando la sola correlazione in altezza (coordinata spaziale z):

$$Coh_{uu}(P_1, P_2, n) = e^{-\frac{n}{V} \sqrt{C_z^2 r_z^2}} \quad (2.18)$$

Con $V = \frac{1}{2} [V_m(z_1) + V_m(z_2)]$, $C_z = 10$ è un coefficiente di decadimento (garantisce che la funzione cali all'aumentare della distanza dei punti considerati) e $r_z = |z_1 - z_2|$.

Per i processi stocastici usuali la funzione di densità spettrale (auto spettro) è una funzione reale e non negativa della frequenza $\omega = 2\pi n$ mentre la funzione di densità spettrale di cross-spettro è generalmente una funzione complessa di $\omega = 2\pi n$. Per una migliore rappresentazione matematica della turbolenza come processo multivariato nel tempo e nello spazio si opta per un raggruppamento delle funzioni di densità spettrali in una sola matrice.

Di seguito si riporta la matrice delle densità di potenza spettrale per la componente turbolenta longitudinale del vento, $u(t)$:

$$S_u(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & \cdots & S_{1N}(\omega) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{N1}(\omega) & \cdots & S_{NN}(\omega) \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

Quest'ultima è legata, attraverso il teorema di Wiener-Khintchine, alla matrice di cross-correlazione (contenente le funzioni di auto e cross-correlazione tra velocità turbolente in punti diversi dello spazio per un dato valore di ritardo temporale τ):

$$R_u(\tau) = \begin{bmatrix} R_{11}(\tau) & \cdots & R_{1N}(\tau) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{N1}(\tau) & \cdots & R_{NN}(\tau) \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

La matrice di cross-correlazione esprime, attraverso le sue componenti, quanto uno stesso segnale assomigli a sé stesso (es. $R_{11}(\tau)$) oppure quanto due segnali diversi si assomiglino (es. $R_{1N}(\tau)$).

Il legame tra $S_u(\omega)$ e $R_u(\tau)$ è espresso, per i singoli elementi delle matrici in parola, dalle seguenti formule:

$$S_{jk}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{jk}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (2.21)$$

$$R_{jk}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{jk}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (2.22)$$

dove j e k sono indici di nodo mobile. Se $j = k$ si ottiene la funzione di densità spettrale (o in alternativa la funzione di autocorrelazione) per un nodo; se $j \neq k$ si ottiene invece la funzione di densità spettrale (o in alternativa la funzione di cross-correlazione) per due nodi diversi posti ad una certa distanza.

Nella modellazione del vento turbolento effettuata nei paragrafi seguenti si assume la funzione di autocorrelazione della velocità turbolenta come:

$$R_{jk}(\tau) = E[u_j(t) \cdot u_k(t + \tau)] = \frac{1}{T} \sum_{t=0}^T u_j(t) \cdot u_k(t + \tau) \cdot \tau \quad (2.23)$$

ottenuta applicando la regola d'integrazione del trapezio.

Per riottenere gli spettri corrispondenti alle funzioni di autocorrelazione o cross-correlazione si è fatto uso della FFT implementata in MatLab:

$$S_{jk}(n) = \mathfrak{F}\left(R_{jk}(\tau)\right) \quad (2.24)$$

Tenendo presente che i due spettri sono qui sopra definiti in pulsazione (rad/s) e in frequenza (Hz) e nell'algoritmo implementato si è tenuto in conto di questo fattore ogniqualvolta è stato necessario tramite la seguente corrispondenza:

$$2\pi \cdot S_{jk}(\omega) = S_{jk}(n) \quad (2.25)$$

Si noti, infine, che se $\tau = 0$ la funzione di correlazione coincide con il quadrato della deviazione standard σ :

$$R_{jk}(\tau = 0) = E[u_j(t) \cdot u_k(t)] = \frac{1}{T} \sum_{t=0}^T u_j(t) \cdot u_k(t) \quad (2.26)$$

2.5. TEST SUL SEGNALE OTTENUTO

Successivamente alla generazione delle storie di vento turbolento è necessario verificare la correttezza del segnale ottenuto. Ciò si traduce nel verificare tre caratteristiche del segnale turbolento:

- Valor medio: deve essere nullo, in accordo con la trattazione teorica che vede il segnale turbolento come un processo statistico gaussiano a media nulla e varianza stazionaria
- Sigma: del segnale calcolata dalla definizione inferenziale:

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (u_i - \bar{u})^2}{N}} \quad (2.27)$$

Si noti che la varianza (σ_u^2) resta circa uguale per tutti i nodi dove viene calcolato la funzione di densità spettrale.

Con $\bar{u} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N u_i$ media aritmetica del segnale; e poi la si calcola da definizione di spettro facendo l'integrale del segnale stesso:

$$\sigma_u^2 = \int_0^{+\infty} S_u(n) dn = \frac{1}{T} \int_0^T u^2(t) dt \quad (2.28)$$

e si paragonano i valori, che devono essere il più possibile prossimi e vicini al valore teorico dato da Normativa per σ_u .

- Spettro: è necessario verificare che lo spettro ricostruito partendo dal segnale turbolento ottenuto da simulazione sia il più possibile vicino allo spettro teorico costruito tramite la formula da Normativa. Per ricalcolare lo spettro dal segnale turbolento simulato si sfrutta la funzione di autocorrelazione, integrandola sul campo dei gap temporali τ :

$$S_{jk}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{jk}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (2.29)$$

2.6. WEIGHTED AMPLITUDE WAVE SUPERPOSITION (W.A.W.S.)

Data la sua origine, si può capire che il vento è un fenomeno a carattere puramente aleatorio. Generalmente il campo di vento è un processo stocastico multidimensionale e multicorrelato nello spazio e nel tempo. La correlazione spaziale può essere fatta in tutte e tre le direzioni principali ma in questa sede siamo interessati ad ottenere una correlazione verticale, in modo da approdare ad una distribuzione dell'azione eolica variabile in altezza.

Un vettore di velocità eoliche fluttuanti, definite nello spazio:

$$u(t) = \begin{bmatrix} u_1(t) \\ \dots \\ u_M(t) \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

può essere simulato mediante la seguente relazione:

$$u(t) = 2\sqrt{\Delta n} \sum_{k=1}^N H(n_k) \cos(2\pi\tilde{n}_k t + \Phi_k) \quad (2.31)$$

dove: $\tilde{n}_k = n_k + \delta n_k$ sono i vettori delle frequenze centrali degli N intervalli di frequenza in cui viene suddiviso il campo di frequenze dove è definito lo spettro, con $\delta n_k \ll \Delta n/2$; e

$$\Phi_k = \begin{bmatrix} \Phi_{(1),k} \\ \dots \\ \Phi_{(M),k} \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

è il vettore delle fasi random a distribuzione uniforme comprese tra 0 e 2π (costituiscono un processo stocastico le cui variabili aleatorie sono statisticamente indipendenti tra loro e quindi di natura assolutamente casuale); è di fatto un rumore bianco con spettro costante per tutte le frequenze:

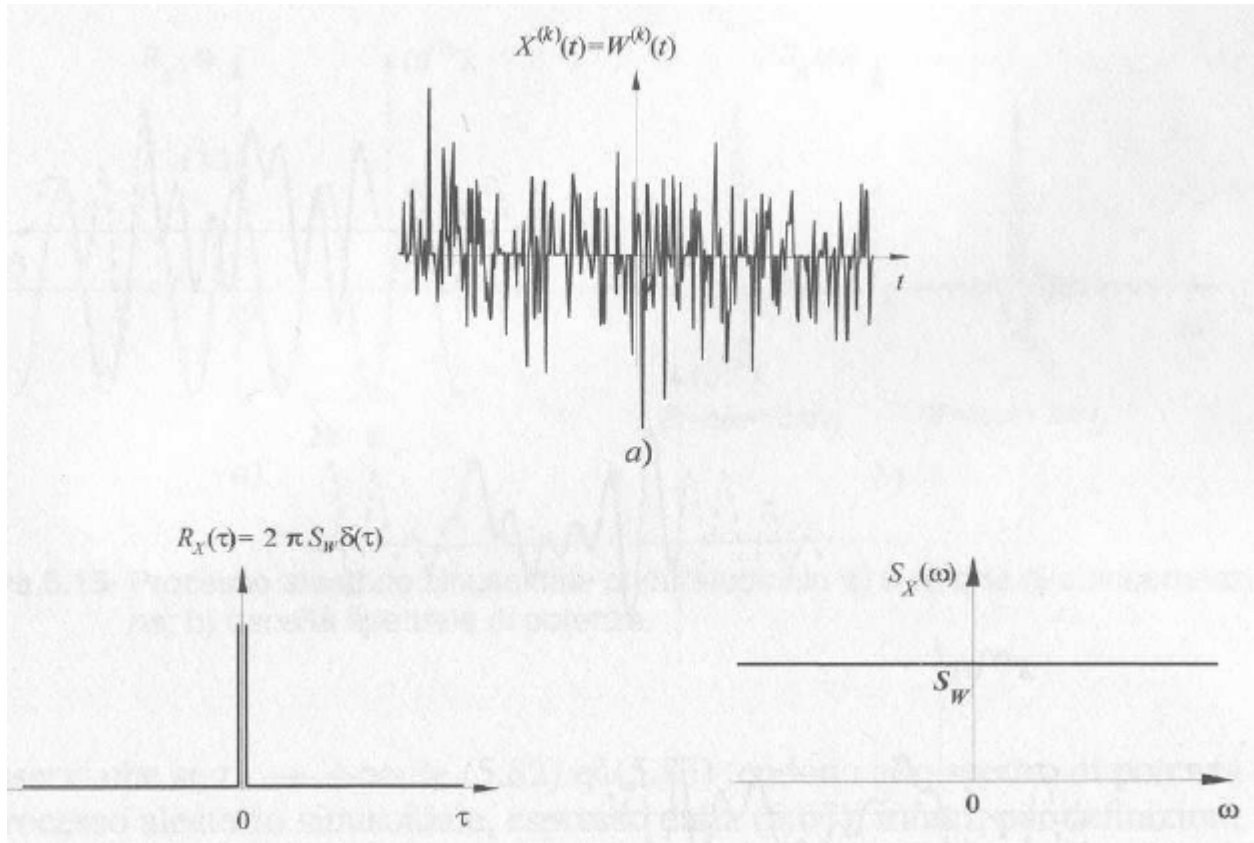


Fig. 2.6 Rumore bianco a distribuzione uniforme

Ciò significa che la probabilità che ogni valore del rumore bianco ha di manifestarsi è la stessa, quindi il processo ha natura completamente casuale.

Considerando, ad esempio, $M=3$ e $\vartheta_{ij}(n_k) = 0$ si ha:

$$\begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ u_3(t) \end{bmatrix} = 2\sqrt{\Delta n} \sum_{k=1}^N \begin{bmatrix} H_{11}(n_k) & 0 & 0 \\ H_{21}(n_k) & H_{22}(n_k) & 0 \\ H_{31}(n_k) & H_{32}(n_k) & H_{33}(n_k) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos(2\pi\tilde{n}_{(1),k}t + \Phi_{(1),k}) \\ \cos(2\pi\tilde{n}_{(2),k}t + \Phi_{(2),k}) \\ \cos(2\pi\tilde{n}_{(3),k}t + \Phi_{(3),k}) \end{bmatrix} \quad (2.33)$$

La matrice $H(n_k)$ è una matrice triangolare inferiore che si ottiene dalla decomposizione di Cholesky di $2\Delta n S_u(n_k)$, cioè tale che:

$$H(n_k)H^T(n_k) = 2\Delta n S_u(n_k) \quad (2.34)$$

Si noti comunque che la matrice $S_u(n_k)$ è la matrice di densità di potenza spettrale (PSD: power spectral density) della turbolenza atmosferica ora da intendersi come processo multivariato nel tempo e nello spazio. La matrice, per $M=3$, ha la forma seguente:

$$S_u(n_k) = \begin{bmatrix} S_{11}(n_k) & S_{12}(n_k) & S_{13}(n_k) \\ S_{21}(n_k) & S_{22}(n_k) & S_{23}(n_k) \\ S_{31}(n_k) & S_{32}(n_k) & S_{33}(n_k) \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

Dove i termini nella diagonale principale sono gli auto spettri dei punti scelti di cui studiare la correlazione $S_{uu}(P_1, n)$, lungo l'altezza (o in orizzontale) della struttura, e i termini fuori diagonale sono i cross-spettri $S_{uu}(P_1, P_2, n)$, che tengono conto della correlazione tra le varie coppie di punti.

Per tenere in conto la correlazione spaziale e temporale del vento è possibile simulare l' i -esima componente fluttuante del vento nel seguente modo:

$$u_i(t) = 2\sqrt{\Delta n} \sum_{k=1}^N \sum_{j=1}^i H_{ij}(n_k) \cos[2\pi\tilde{n}_{(j),k}t - \vartheta_{ij}(n_k) + \Phi_{(j),k}] \quad (2.36)$$

seguendo l'approccio illustrato dagli studiosi Shinozuka-Deodatis.

Dove ϑ_{ij} assume il significato di uno sfasamento temporale tra due punti x_i e x_j nella direzione del moto:

$$\vartheta_{ij}(n_k) = \frac{x_i}{V_m(z_i)} - \frac{x_j}{V_m(z_j)} = \tan^{-1} \left[\frac{Im(H_{ij}(n_k))}{Re(H_{ij}(n_k))} \right] \cong 0 \quad (2.37)$$

Il ϑ_{ij} è nullo in quanto la parte immaginaria della matrice $S_u(n_k)$ è trascurabile per quanto detto in precedenza.

Pertanto, calcolato il profilo di vento per il sito in questione, si sceglie la durata della storia di vento, T , il passo di campionamento, Δt , la frequenza massima dello spettro, il numero di intervalli di frequenza, N , e si calcola la matrice delle densità spettrali $S_u(n_k)$. Successivamente, si opera la fattorizzazione di Cholesky di $2\Delta n S_u(n_k)$, si generano i vettori \tilde{n}_k e Φ_k e si calcolano le storie di vento associate alle k -esime frequenze \tilde{n}_k . A questo punto si itera per tutte le N bande di frequenza scelte, e di volta in volta si sommano le componenti armoniche ottenute.

2.7. GENERAZIONE DI STORIE DI VENTO TURBOLENTO

Seguendo l'approccio illustrato nella Normativa CNR DT207-2008 si scelgono i passi temporali e frequenziali di simulazione. La procedura in parola che si illustra nel seguito è finalizzata ad eliminare dalla simulazione il contenuto spettrale di bassa ed alta frequenza, poco significativo per la generazione della storia di vento.

Sia $f_I = 0,318 \text{ Hz}$ la frequenza del primo modo di vibrare della struttura senza dispositivi dissipativi; il passo temporale massimo possibile è:

$$\Delta t \leq \frac{1}{2f_I} = 1,65s \quad (2.38)$$

Assumendo $\Delta t = 0,05s$ e un tempo di simulazione di $T_P = \Delta t \cdot N_t = 2.000s$ si ottengono $N_t = 40.000$ passi temporali.

Inoltre il passo frequenziale è collegato alle precedenti quantità dalla relazione:

$$\Delta n_{min} = \frac{1}{T_P} = 0,005 \text{ Hz} \quad (2.39)$$

infine, la massima frequenza indagabile è:

$$n_{cutoff} = \frac{1}{2\Delta t} = 10 \text{ Hz} \quad (2.40)$$

pertanto numero di intervalli di frequenza N di campionamento ottimale risulta:

$$N = \frac{n_{cutoff}}{\Delta n} = 20.000 \quad (2.41)$$

Per la costruzione degli auto spettri e dei cross-spettri necessari alla simulazione si è considerato un edificio sito in Emilia-Romagna a Bologna, quindi in ZONA 2; ciò porta ad avere:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 750 \text{ m}$$

$$k_a = 0,45$$

Il tempo di ritorno di progetto si assume pari a $T_R = 100 \text{ anni}$, quindi $a_s < a_0$ e infine $c_a = 1$.

La velocità base di riferimento vale:

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

mentre la velocità di riferimento di progetto assume il valore:

$$v_r = v_b \cdot c_r = v_b \cdot 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} = 25 \cdot 1,0626 = 25,56 \frac{m}{s}$$

Ora, in base alla classe di rugosità (in tal caso la B, corrispondente ad un'area urbana con edifici alti meno di 15m) e della categoria (la IV) si hanno i coefficienti:

$$k_r = 0,22$$

$$z_0 = 0,3 \text{ m}$$

$$z_{min} = 8 \text{ m}$$

Ora si può calcolare la velocità media di progetto alla quota z (valida per altezza z inferiore a 200m):

$$V_m(z) = v_r \cdot c_m(z) = v_r \cdot k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (2.42)$$

Tabella 2.1 Valori della velocità media ai nodi

Nodo	Quota (m)	Velocità media (m/s)
15	180	37,4
14	168	37,0
13	156	36,5
12	144	36,1
11	132	35,6
10	120	35,0
9	108	34,4
8	96	33,7
7	84	32,9
6	72	32,0
5	60	31,0
4	48	29,7
3	36	28,0
2	24	25,6
1	12	21,6

e la scala integrale alla quota z :

$$L_u(z) = 300 \cdot \left(\frac{z}{200}\right)^{0,61} \quad (2.43)$$

Tabella 2.2 Valori della scala integrale ai nodi

Nodo	Quota (m)	Scala integrale
15	180	281,3
14	168	269,7
13	156	257,8
12	144	245,5
11	132	232,8
10	120	219,7
9	108	206,0
8	96	191,7
7	84	176,7
6	72	160,9
5	60	143,9
4	48	125,6
3	36	105,4
2	24	82,3
1	12	53,9

Il calcolo della velocità media e della scala integrale va ripetuto per ognuno dei 15 punti scelti lungo l'altezza della struttura dove si vuole calcolare una differente storia di vento, in modo da ottenere un profilo di azione eolica variabile in altezza. Si ottengono le velocità medie in tabella 2.1 e le scale integrali in tabella 2.2.

In APPENDICE B si riportano le storie di vento generate, spettri dimensionali e funzioni di autocorrelazione, così come i cross-spettri dimensionali e le funzioni di cross-correlazione per tre coppie di punti.

3. Sistemi di dissipazione energetica: i dissipatori ViscoElastici

3.1. LO SMORZAMENTO NELLE STRUTTURE CIVILI (CENNI)

Lo smorzamento è dovuto alle diverse forze di attrito molecolare interno dei due materiali. Per esempio, un sistema strutturale oscillerà più a lungo nell'aria di quanto possa fare in presenza di acqua. Questo tipo di smorzamento è detto "smorzamento viscoso" e le forze resistenti indotte dipenderanno dalle proprietà del mezzo e dalla velocità del movimento ondulatorio. Per materiali con elevato smorzamento quali gomme o altri composti polimerici il ciclo di isteresi manifestato durante una fase di carico e scarico risulta molto più esteso di quello manifestato da materiali come calcestruzzo, acciaio o alluminio; di qui una maggiore capacità di smorzamento dell'energia, a meno che non si sfoci in un comportamento plastico del materiale. In figura seguente si possono vedere differenti tipi di isteresi per diversi materiali:

- a) Visco-elastico: dissipatori in gomma e altri composti polimerici
- b) In-elastico
- c) Elasto-plastico: acciaio, alluminio, calcestruzzo (per basse deformazioni)

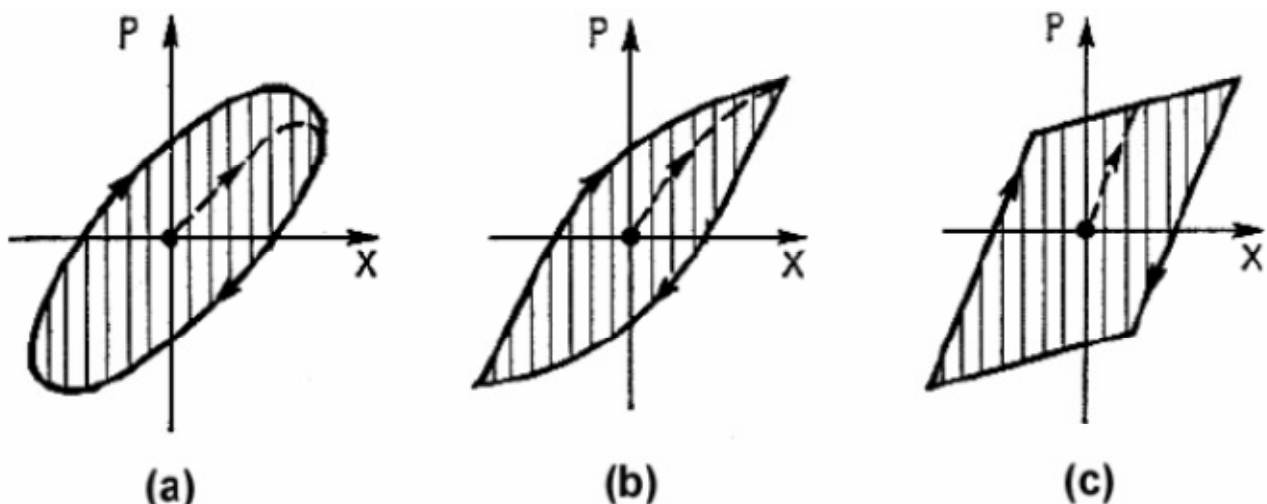


Fig. 3.1 Curve forza-spostamento per materiale: a) viscoelastico, b) in-elastico, c) elasto-plastico (incrudente)

Nelle strutture civili la dissipazione endogena è sempre presente sotto forma di scorrimenti tra le bullonature, attriti interni del materiale e sfocia in genere in una produzione di calore; tuttavia non è sempre possibile identificare le zone della struttura dove avvengono le dissipazioni di energia ed è altrettanto difficile valutarne l'entità effettiva. Sono comunque non trascurabili nella progettazione strutturale in quanto comportano una riduzione delle vibrazioni al termine della durata della forzante.

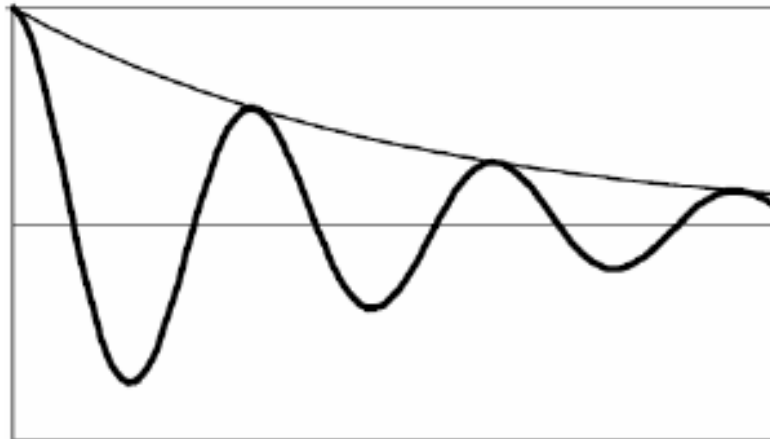


Fig. 3.2 Smorzamento delle oscillazioni nei sistemi strutturali dinamici lineari

Conseguentemente al fatto che le capacità dissipative endogene delle strutture risultano limitate è necessario fare affidamento a dispositivi dissipativi esterni (dissipazione esogena).

Il modello di smorzamento più comune adottato nella prassi progettuale è quello viscoso lineare, sebbene prove sperimentali abbiano provato una relazione forza smorzante-velocità non lineare. In più per consentire una efficiente soluzione numerica dei modelli strutturali il coefficiente di smorzamento (o la matrice di smorzamento per sistemi a più gradi di libertà) è presa come combinazione lineare di massa e rigidità della struttura; in tal caso si parla di smorzamento alla Rayleigh.

Nei più comuni softwares di calcolo FEM si può ricorrere a smorzamento lineare e non lineare ma è solo il primo dei due che consente di mantenere il controllo sul processo di calcolo e sui risultati ottenuti.

3.2. I MATERIALI VISCOELASTICI

Tra i tanti sistemi dissipativi per uso strutturale i sistemi viscoelastici solidi e liquidi fanno parte della categoria di dispositivi passivi che dissipano energia in modo variamente dipendente dalla velocità. Una tipica risposta forza-spostamento di questi dispositivi ottenuta per carichi ciclici ad ampiezza costante è rappresentata nella figura seguente:

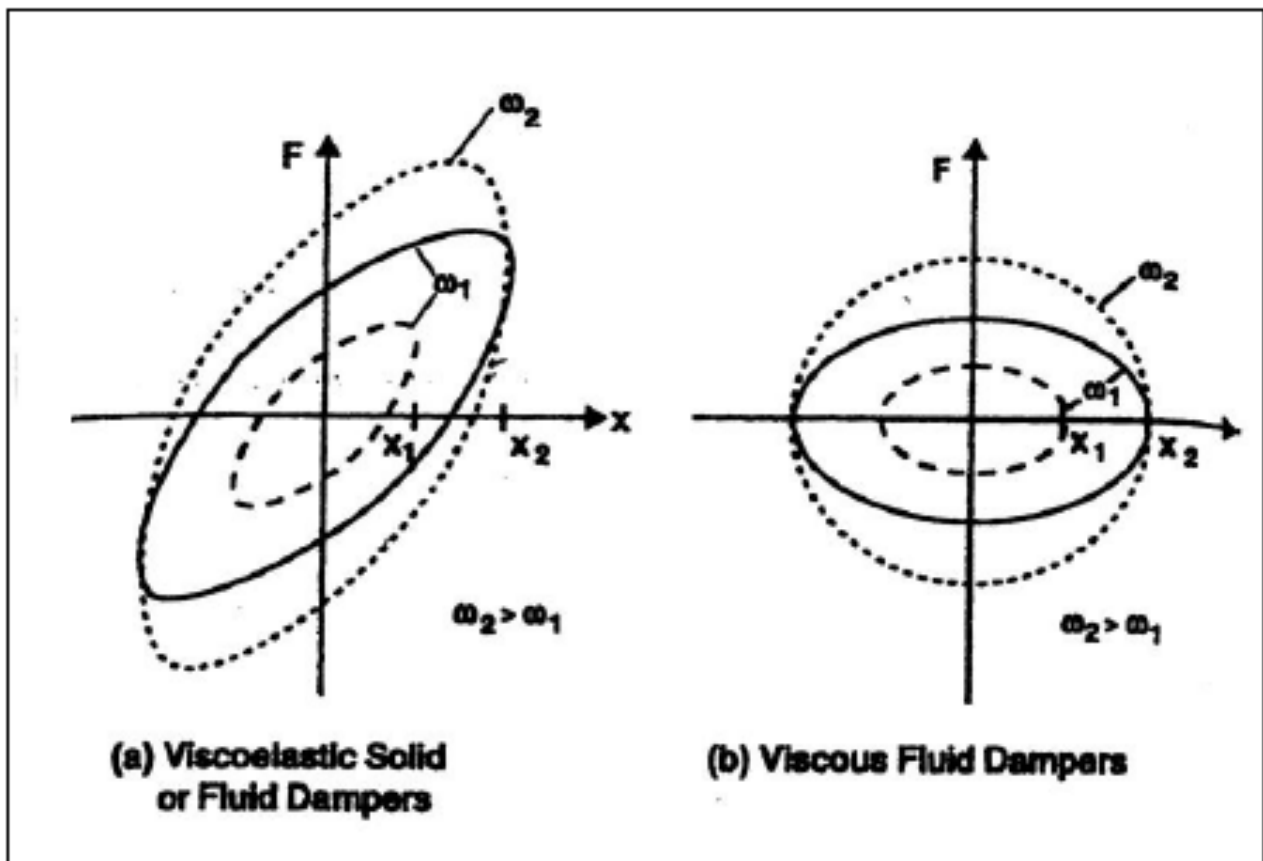


Fig. 3.3 Curve forza-spostamento per dissipatore: a) viscoelastico solido, b) viscoso fluido, in base alle frequenze circolari di eccitazione (ω)

In generale questi dispositivi esibiscono sia smorzamento che rigidità, sebbene la figura b) mostri il caso, importante, di dispositivo puramente viscoso, in cui forze e spostamenti sono fuori fase di un angolo pari a 90° . Si noti che i dispositivi viscoelastici hanno comportamento meccanico dipendente dalla frequenza; tuttavia nella figura ed in numerose applicazioni, il comportamento rimane entro il campo lineare, semplificando così notevolmente le procedure di analisi richieste. La dissipazione di energia avviene, inoltre, anche per deformazioni infinitesimali,

rendendo i sistemi viscoelastici solidi particolarmente adatti per la protezione delle strutture sia dal sisma che dal vento.

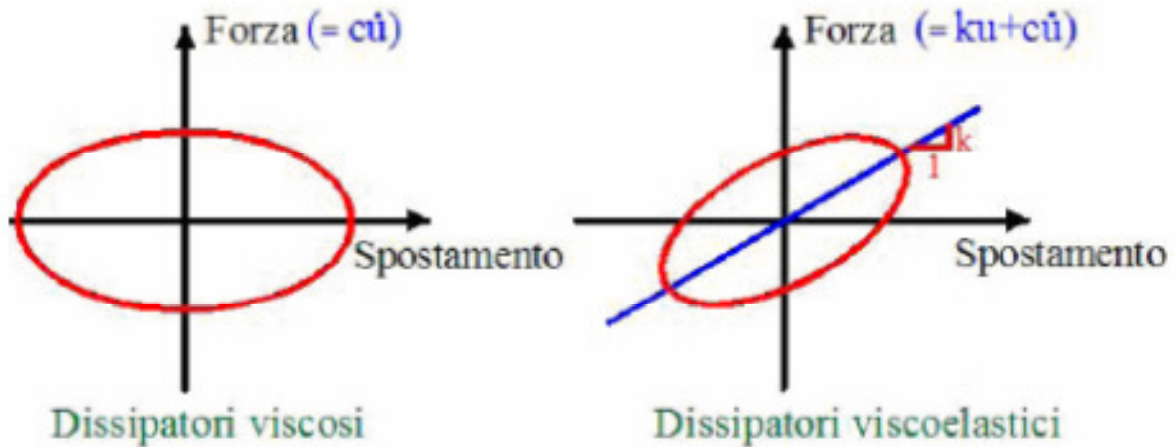


Fig. 3.4 Reazioni dei diversi dissipatori

I materiali viscoelastici solidi usati nelle applicazioni strutturali dell'ingegneria civile sono solitamente dei copolimeri o delle sostanze vetrose che dissipano energia se soggette a deformazioni taglienti.

Per un materiale viscoelastico la relazione costitutiva tra tensioni tangenziali e scorrimenti vale:

$$\tau(t) = G\gamma(t) + \beta\dot{\gamma}(t) \quad (3.1)$$

Sotto eccitazioni armoniche infinitesimali con frequenza ω , la risposta deformativa del materiale viscoelastico sarà anch'essa armonica:

$$\gamma(t) = \gamma_0 \sin(\omega t) \quad (3.2)$$

$$\dot{\gamma}(t) = \gamma_0 \omega \cos(\omega t) \quad (3.3)$$

La relazione costitutiva diventa quindi:

$$\tau(t) = G\gamma_0 \sin(\omega t) + \beta\gamma_0 \omega \cos(\omega t) = \tau_0 \sin(\omega t + \delta) \quad (3.4)$$

dove $\tau_0 = \gamma_0 \sqrt{G^2 + \beta^2 \omega^2}$, $\tan \delta = \frac{\beta \omega}{G}$. In figura 3.5 si possono visualizzare le grandezze sopra esplicitate.

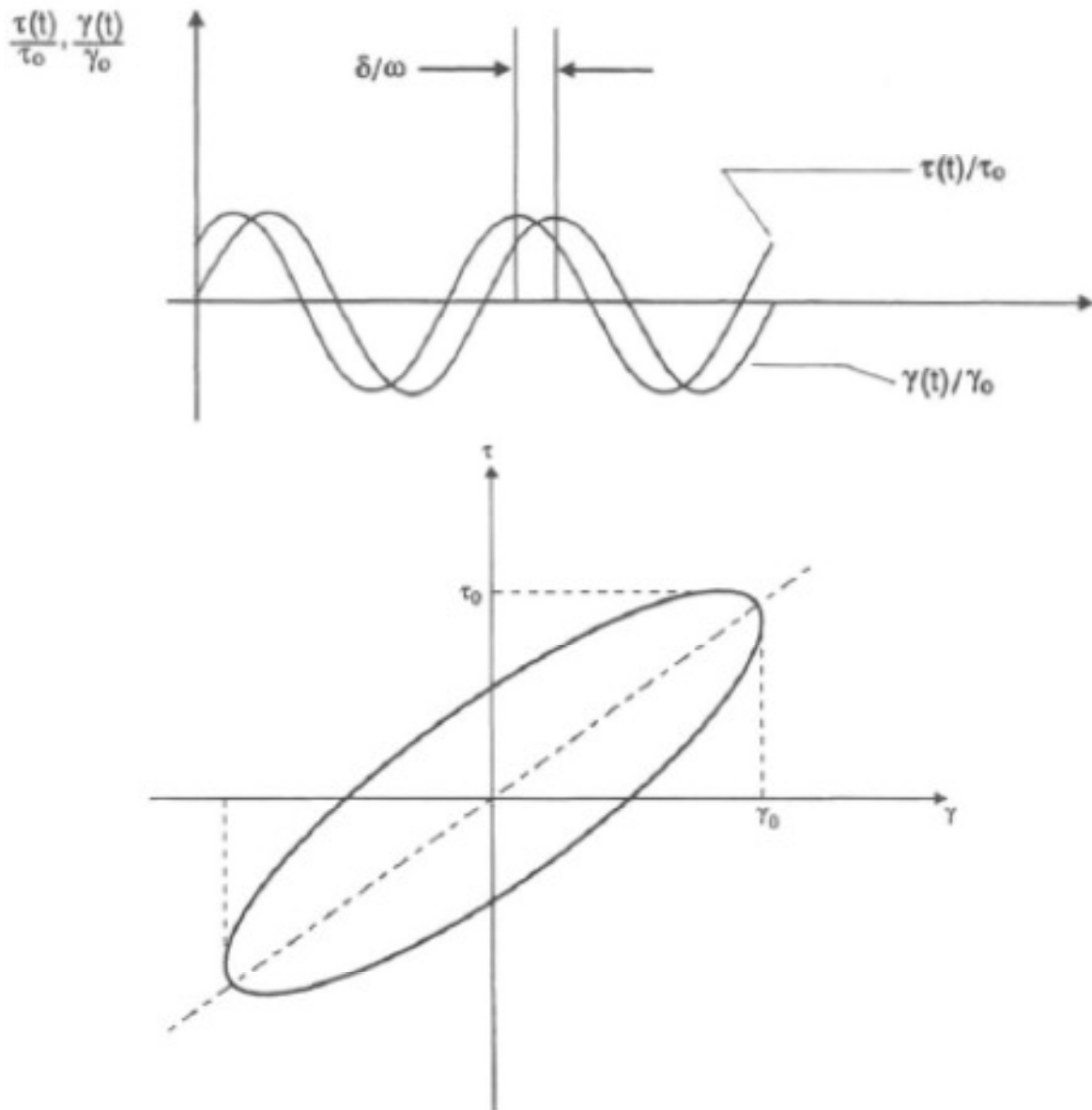


Fig. 3.5 Sfasamento tra $\tau(t)$ e $\gamma(t)$

Ponendo poi $G' = G$ e $G'' = \omega\beta$ si ottiene:

$$\tau(t) = \gamma_0(G' \sin(\omega t) + G'' \cos(\omega t)) \quad (3.5)$$

Il legame costitutivo può essere espresso in maniera alternativa come (Zhang et al., 1989):

$$\tau(t) = G'(\omega) \cdot \gamma(t) + \frac{G''(\omega)}{\omega} \cdot \dot{\gamma}(t) \quad (3.6)$$

Dove:

- $G'(\omega)$: modulo del taglio immagazzinato (o modulo di stoccaggio), dà una misura dell'energia immagazzinata e restituita ad ogni ciclo
- $G''(\omega)$: modulo del taglio perso (o modulo di perdita), dà una misura dell'energia dissipata per ogni ciclo.

Il fattore di perdita è poi definito da $\eta(\omega) = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)}$ ed è spesso usato come misura della capacità di dissipazione di energia del materiale viscoelastico.

Si definisce altresì un coefficiente di smorzamento equivalente $\xi(\omega) = \frac{G''(\omega)}{2G'(\omega)}$.

Un fattore importante per determinare la risposta di una struttura che adotta dei dissipatori viscoelastici è la creazione di un adeguato modello costitutivo del materiale, cioè deve essere creato un modello che legghi le $\tau(t)$ alle $\gamma(t)$ e per le loro derivate rispetto al tempo. I moduli $G'(\omega)$ e $G''(\omega)$ che determinano il comportamento dinamico del materiale viscoelastico a taglio sono, in generale, funzioni della frequenza di eccitazione (ω), della temperatura ambiente (T), della deformazione a taglio (γ) e della temperatura interna del materiale (θ). Un metodo per determinare la dipendenza dei moduli di taglio da questi parametri è quello di effettuare dei test sperimentali al variare proprio di questi ultimi.

Uno di questi test è stato effettuato da Chang et al. (1993a) su tre tipi di configurazioni di dissipatori viscoelastici sottoposti a carichi sinusoidali per differenti valori della temperatura esterna, della frequenza e della deformazione massima.

Tabella 3.I

Type	Area(in ²)	Thickness (in)	Volume (in ³)
A	$1.0 \times 1.5 = 1.50$	0.20	0.30
B	$2.0 \times 1.5 = 3.00$	0.30	0.90
C	$6.0 \times 3.0 = 18.0$	0.15	2.70

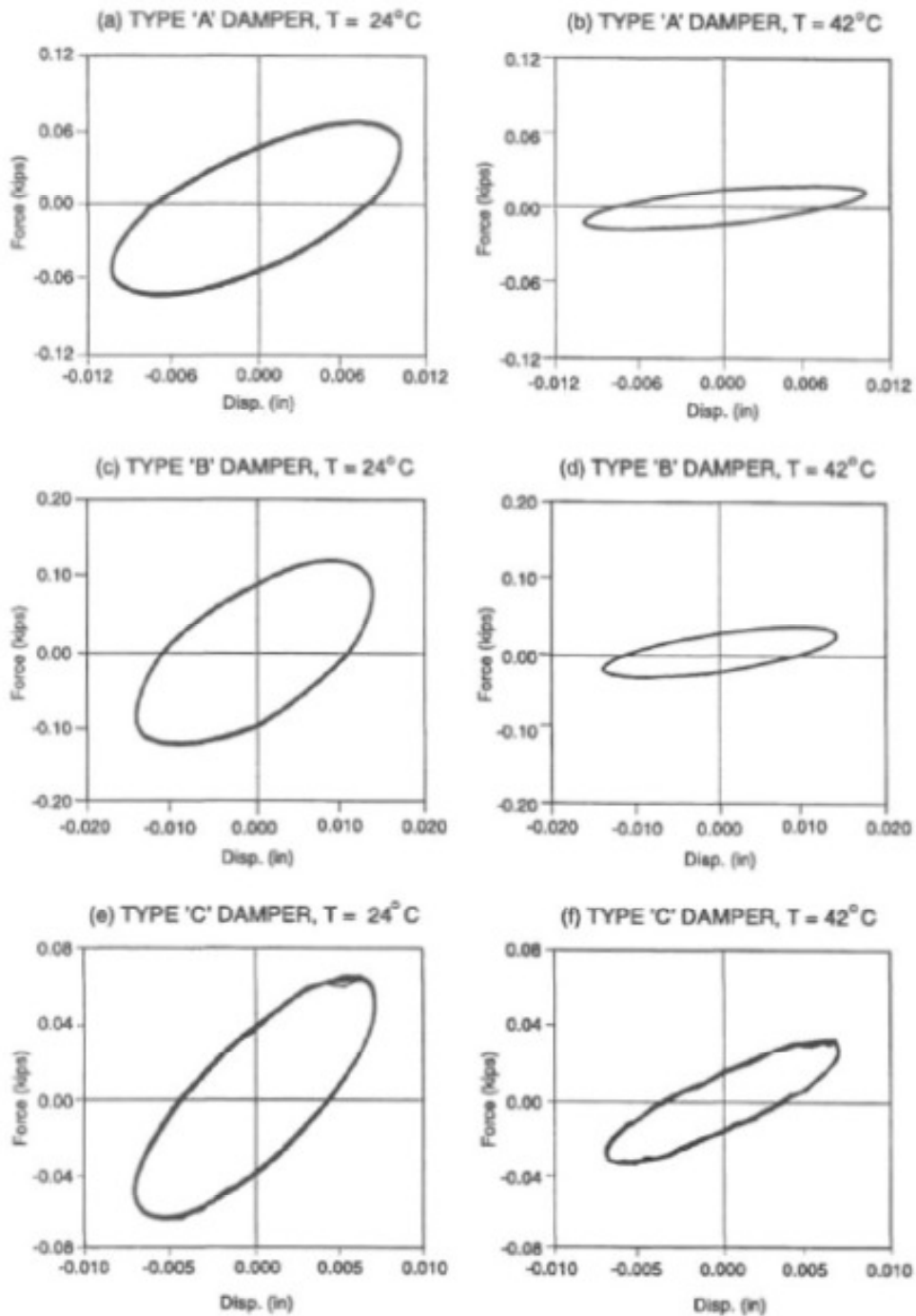


Fig. 3.6 Comportamento viscoelastico in funzione della temperatura e dello spessore

Mentre in figura 3.7 e 3.8 si può vedere la dipendenza di G' e G'' da frequenza e temperatura.

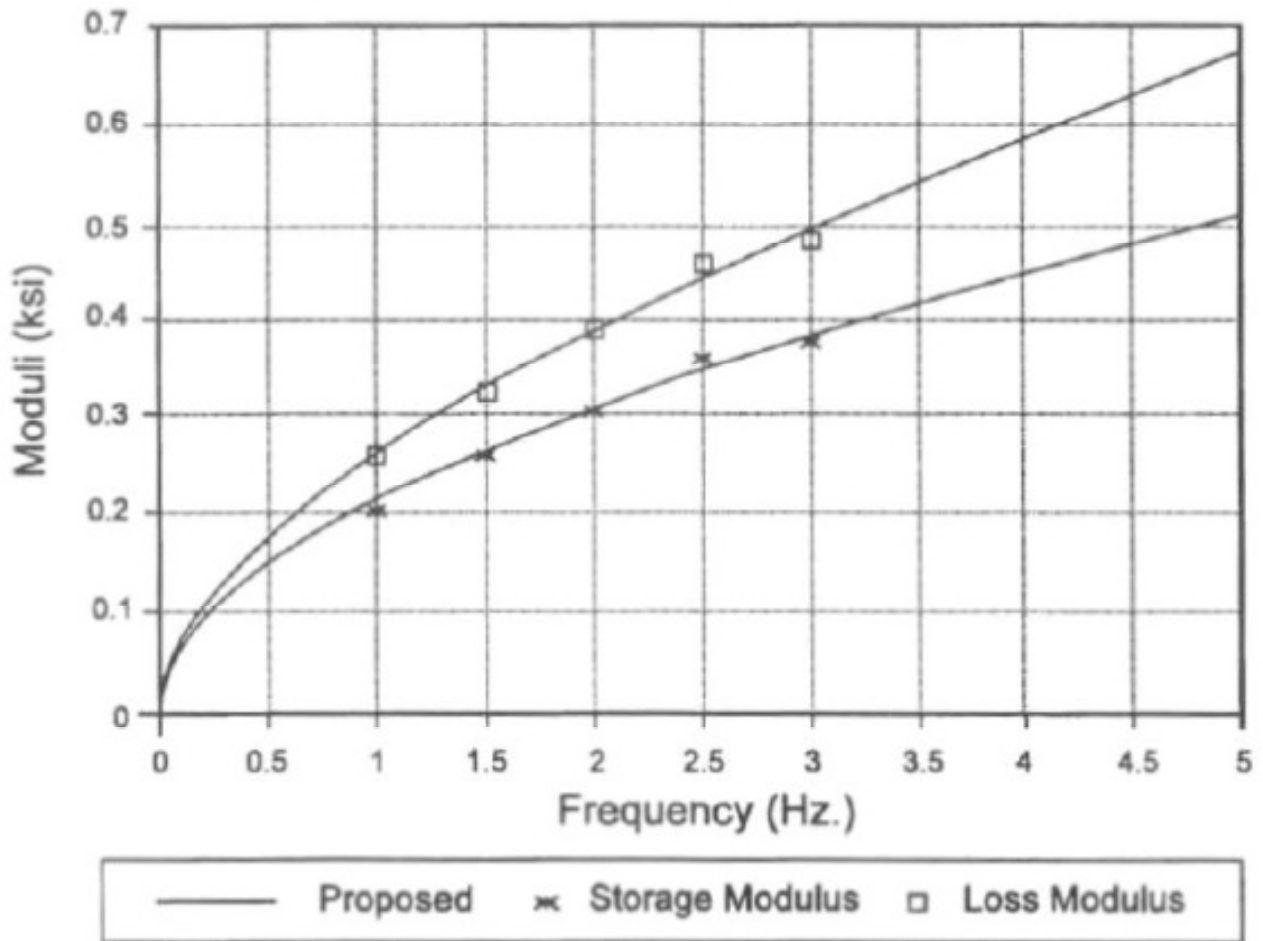


Fig. 3.7 Comportamento viscoelastico in funzione della frequenza

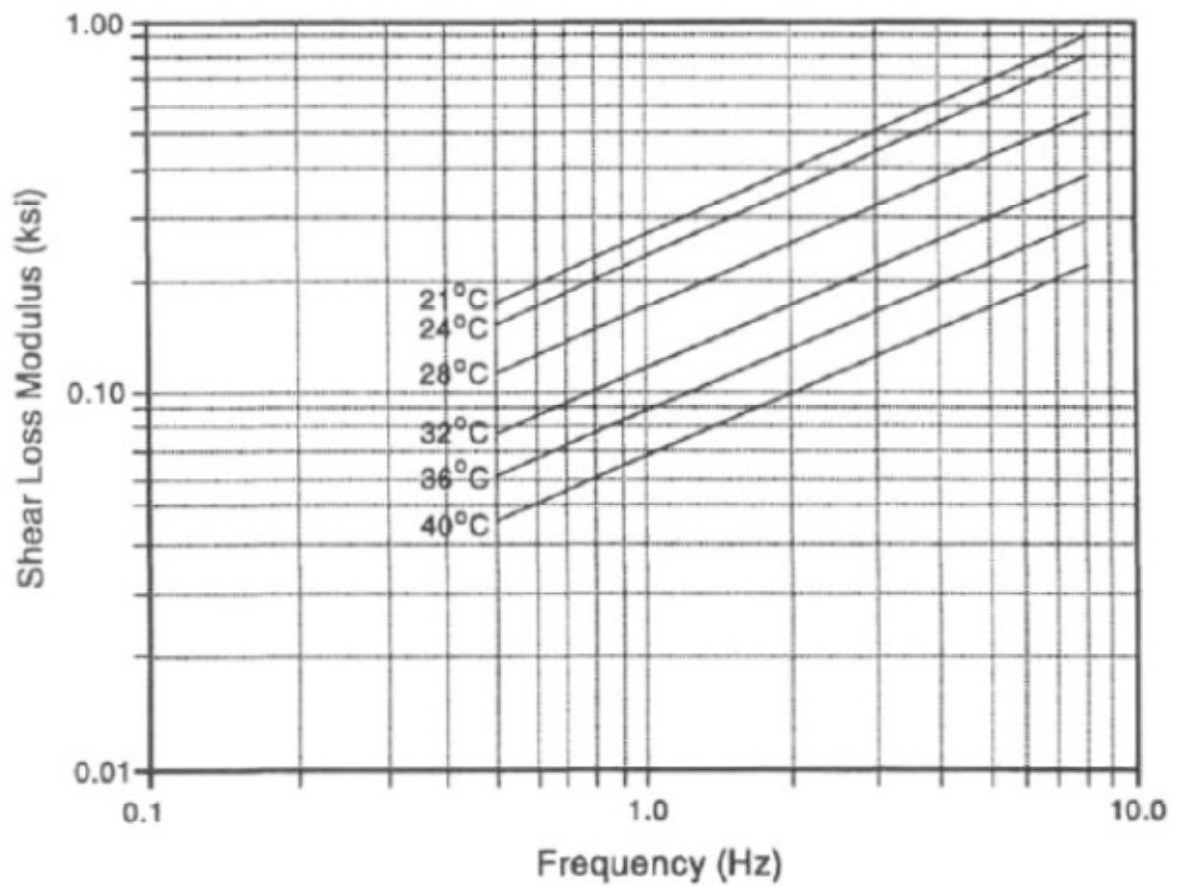
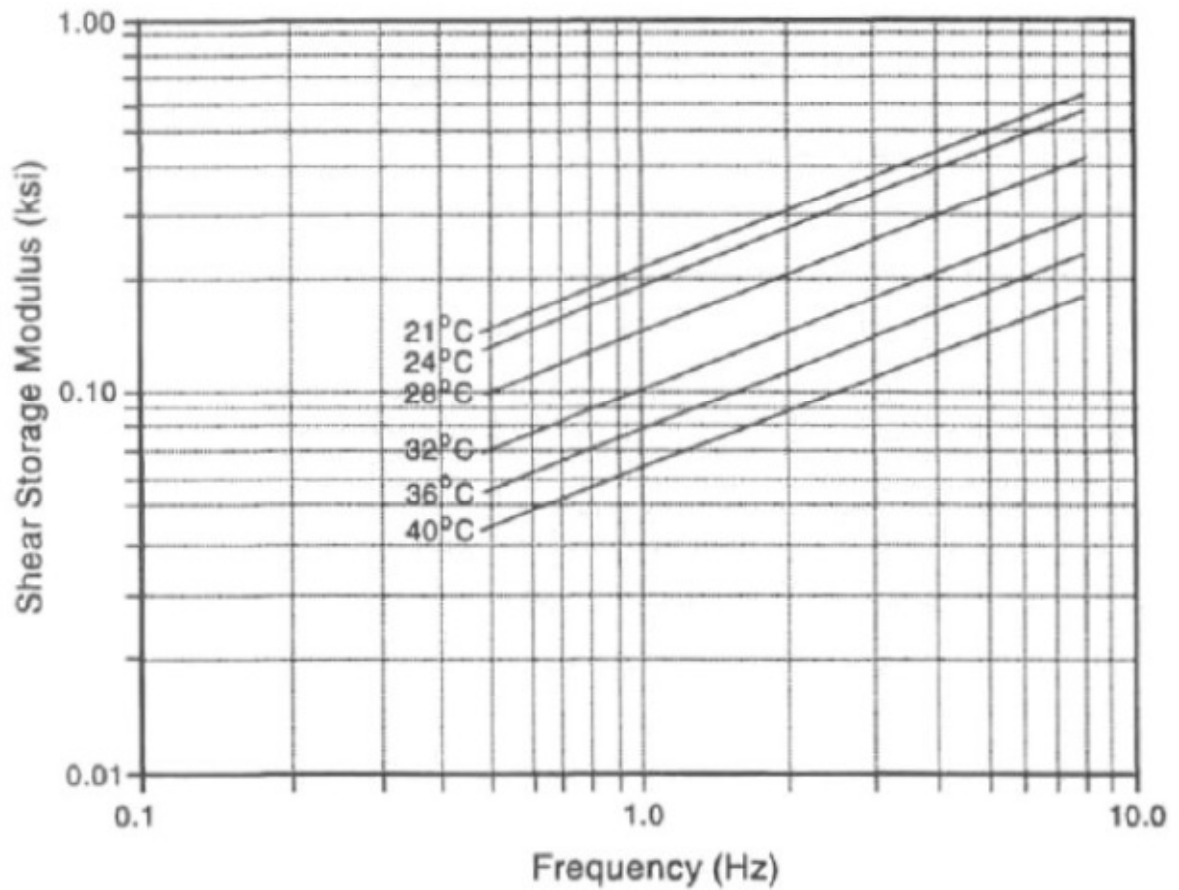


Fig. 3.8 Comportamento viscoelastico in funzione della temperatura e della frequenza

Dai risultati misurati si possono trarre le seguenti osservazioni:

- La rigidità del dissipatore e la quantità di energia dissipata diminuiscono all'aumentare della temperatura ambiente per tutte le configurazioni.
- Il fattore di perdita (η) rimane più o meno costante per ogni tipo di dissipatore indipendentemente dalla temperatura ambiente.
- Le proprietà dei dissipatori sono inoltre dipendenti, per un certo grado, dal numero di cicli di carico e dalla gamma di deformazione, specialmente sotto grandi deformazioni a causa dell'incremento di temperatura all'interno del materiale.
- Le proprietà dei dissipatori rimangono pressoché costanti e indipendenti dalla deformazione (al di sotto del 20%) per ogni temperatura e frequenza.

Mediante delle analisi regressive e grazie ai dati sperimentali si possono trovare delle formule empiriche per rappresentare la dipendenza di $G'(\omega)$ e $G''(\omega)$ dai parametri studiati. I modelli costitutivi che sono stati proposti includono il modello di Maxwell, il modello di Kelvin-Voight e combinazioni complesse di questi modelli elementari. L'attrattiva più grande di questi modelli è la loro semplicità e sono utilizzati con successo per i materiali le cui proprietà non dipendono dalla temperatura e dalla frequenza.

Il maggiore svantaggio, tuttavia, è che per valutare la dipendenza del modulo del taglio perso ed immagazzinato per la maggior parte dei materiali viscoelastici, tali modelli richiedono la valutazione di un grande numero di termini derivativi, agenti sulla deformazione e sulla tensione (Bagley and Torvik, 1983). Come risultato, siccome i dissipatori VE modificano sia la matrice delle rigidità che dello smorzamento, i consueti metodi di analisi possono dare dei risultati non accurati del comportamento della struttura con i dissipatori. Il concetto dei derivativi frazionari fu utilizzato per la prima volta da Gemant nel 1938 per descrivere il modulo dei materiali VE. Recentemente questa impostazione è stata usata per modellare i dissipatori VE (Tsai and Lee, 1993; Kasai et al., 1993). Tuttavia è stata trovata una certa discrepanza tra i risultati forniti da questi modelli e i risultati sperimentali, specialmente quando sono usati per determinare i moduli dei dissipatori attraverso un'estesa banda di frequenze (Shen and Soong, 1995). Un modello più consistente, basato sul principio della sovrapposizione di Boltzmann, è presentato nel seguito per evidenziare la dipendenza di $G'(\omega)$ e $G''(\omega)$ dalla frequenza.

La relazione costitutiva generale tra tensione e deformazione per i materiali polimerici, conosciuta come principio della sovrapposizione di Boltzmann (Ferry, 1980), è:

$$\tau(t) = \int_{0^+}^t G(t-s)\dot{\gamma}(s)ds + G(t)\gamma(0^+) \quad (3.7)$$

Per il caso comune di deformazione iniziale nulla $\gamma(0^+)$, l'equazione precedente si riduce a:

$$\tau(t) = \int_{0^-}^t G(t-s)\dot{\gamma}(s)ds \quad (3.8)$$

In questa, $G(t)$ rappresenta il modulo della tensione di rilassamento, che è definito come il rapporto tra tensione e deformazione per una determinata deformazione.

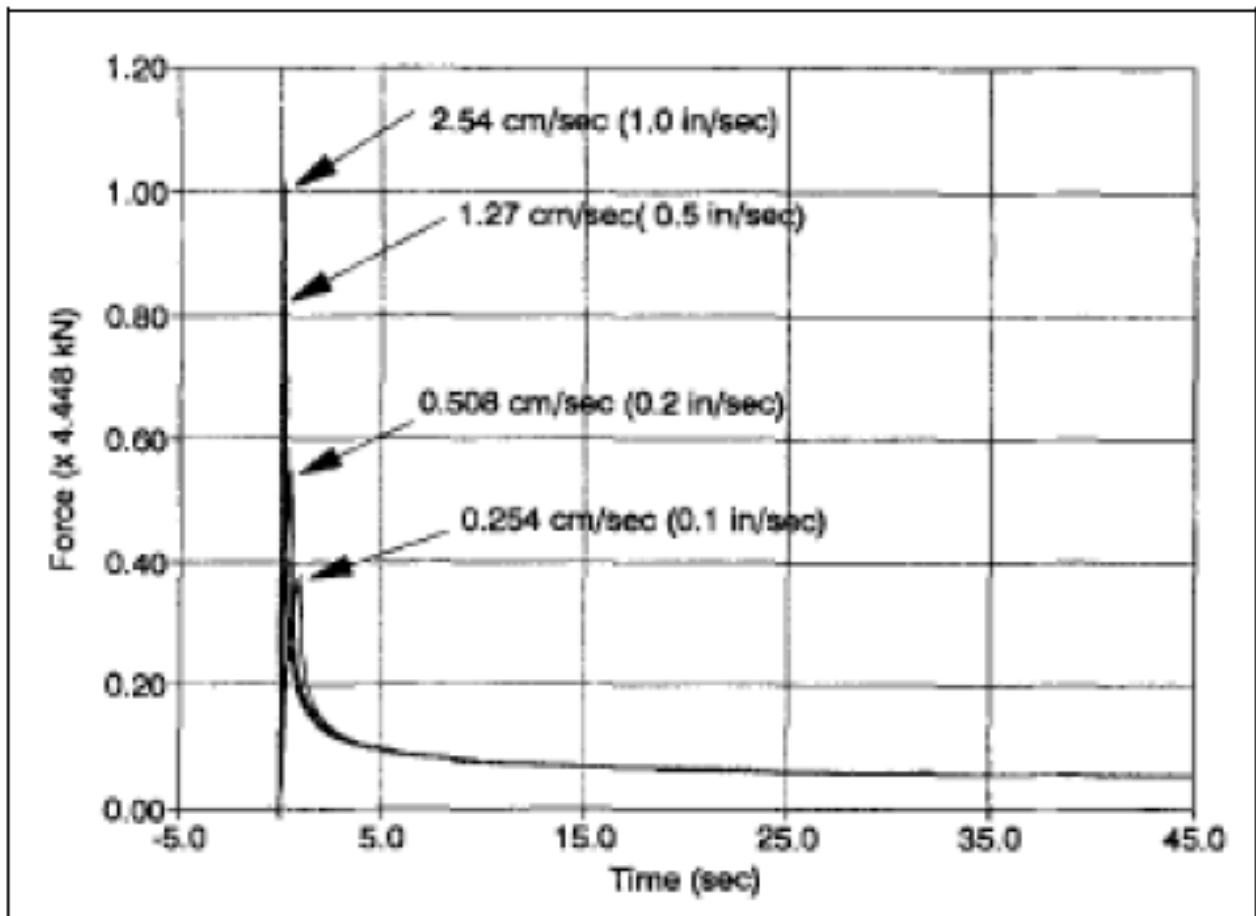


Fig. 3.9 Rilassamento materiale viscoelastico

Cioè, $G(t)$ può essere determinato sperimentalmente per un dato materiale. I risultati per un particolare copolimero sono mostrati in figura precedente. Per $G(t)$ possono essere prese differenti espressioni, includendo quelle associate ai classici modelli di Kelvin e di Maxwell. Tuttavia, al fine di catturare il comportamento viscoelastico per un'ampia gamma di frequenze, è richiesta una maggiore sofisticazione. Il seguente modello, dipendente da quattro parametri, originariamente sviluppato da Williams

(1964), è particolarmente adatto a rappresentare i materiali viscoelastici dei sistemi dissipativi (Shen e Soong, 1995):

$$G(t) = G_e \frac{G_g - G_e}{\left[1 + t/t_0\right]^\alpha} \quad (3.9)$$

dove G_e è il modulo gommoso, G_g è il modulo vetroso, t_0 è il tempo di rilassamento e α è una costante reale che dà l'inclinazione della curva di rilassamento attraverso la regione di transizione tra il comportamento gommoso e vetroso. Il modulo della tensione di rilassamento $G(t)$ come è dato dall'equazione sopra predice un modulo limite per tutti i tempi non negativi ed è stato trovato essere ragionevolmente accurato per i principali materiali VE. Inizialmente $G(t)$ coincide con il modulo vetroso, ma poi con il passare del tempo si avvicina gradatamente al modulo gommoso.

Effettuando una trasformazione di Laplace sull'Eq.1.17, i precedenti parametri del modello possono essere collegati con il modulo del taglio immagazzinato e il modulo del taglio perso. Possono essere scritte le seguenti espressioni:

$$G'(\omega) = G_e + (G_g - G_e)\Gamma(1 - \alpha)(\omega t_0)^\alpha \cos\left(\frac{\alpha\pi}{2} + \omega t_0\right) \quad (3.10)$$

$$G''(\omega) = (G_g - G_e)\Gamma(1 - \alpha)(\omega t_0)^\alpha \sin\left(\frac{\alpha\pi}{2} + \omega t_0\right) \quad (3.11)$$

Dove $\Gamma(\xi)$ rappresenta la funzione gamma. Le equazioni precedenti permettono la determinazione dei parametri G_e , G_g , t_0 e α del modello da una combinazione di test effettuati nel dominio del tempo, come test sulla tensione di rilassamento, e nel dominio della frequenza, come test sinusoidali. In Shen e Soong (1995), i parametri del materiale furono prima determinati attraverso un adattamento della curva rispetto ai dati delle tensioni di rilassamento (curve fitting stress relaxation data), e poi verificati nei confronti di misurazioni riguardanti eccitazioni sinusoidali. La figura seguente fornisce una comparazione tra i moduli ricavati dall'Eq e quelli ricavati dai dati sperimentali.

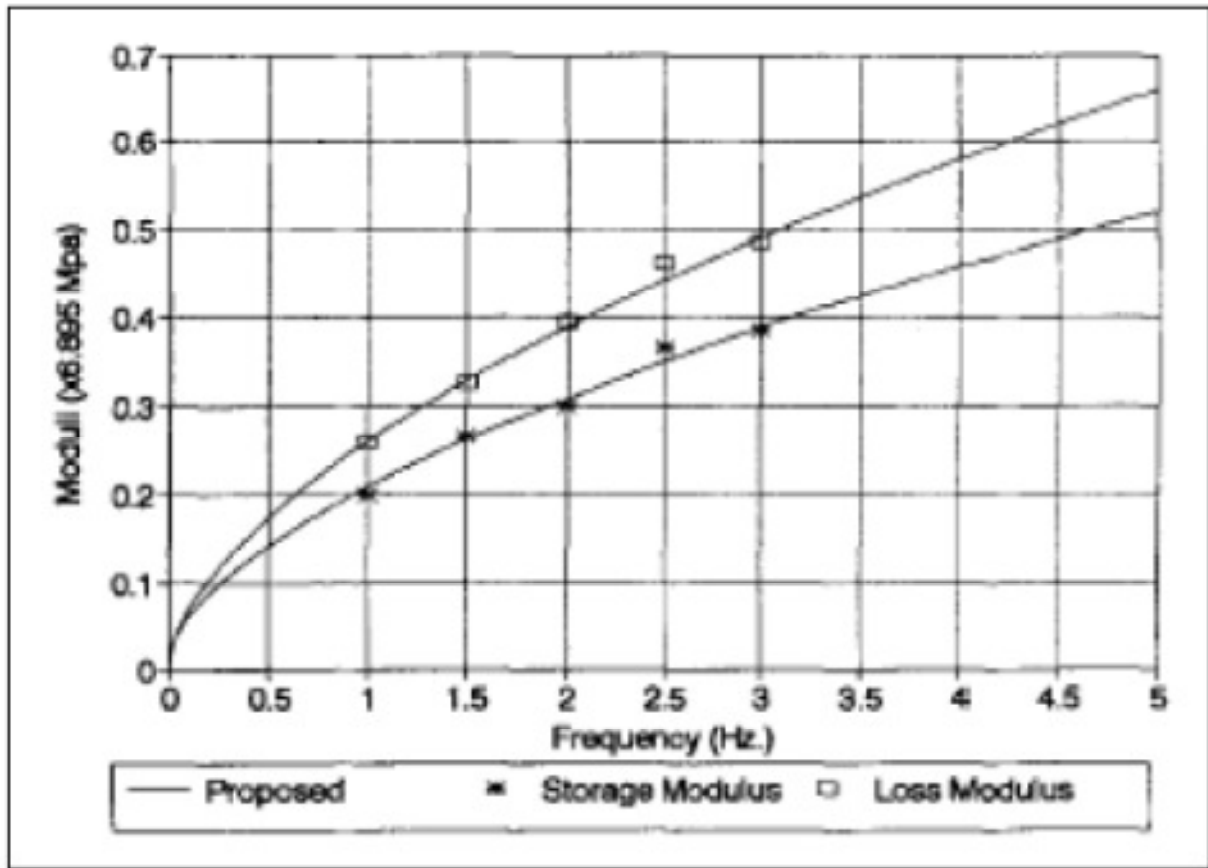


Fig. 3.10 Modulo di stoccaggio e di perdita, variazione con la frequenza

Come menzionato precedentemente i materiali usati nei dissipatori viscoelastici solidi sono anche dipendenti dalla temperatura. Tuttavia, per una vasta classe di polimeri, la forma della curva del modulo dinamico in funzione della frequenza è simile quando valutata a diverse temperature. Questo porta all'utilizzo del metodo delle variabili ridotte (Ferry, 1980), il quale permette la conveniente semplificazione di potere separare le due principali variabili, la frequenza e la temperatura. Usando questo metodo, la dipendenza del modulo VE dalla temperatura può essere ottenuta stampando:

$$G'_{T_0}(\omega) = \frac{G'_T(\omega)\rho_0 T_0}{\rho T} \text{ vs. } \omega\beta_T \quad (3.12)$$

$$G''_{T_0}(\omega) = \frac{G''_T(\omega)\rho_0 T_0}{\rho T} \text{ vs. } \omega\beta_T \quad (3.13)$$

$$G_{T_0}(t) = \frac{G_T(t)\rho_0 T_0}{\rho T} \text{ vs. } t/\beta_T \quad (3.14)$$

dove T è la temperatura ambiente di interesse, T_0 è una temperatura arbitraria di riferimento alla quale le misurazioni sono effettuate e ρ è la densità del materiale VE. Tutte le temperature devono essere misurate su una scala assoluta ($^{\circ}\text{K}$). La rimanente funzione β_T è un fattore di trasferimento della temperatura o della frequenza, determinato sperimentalmente. Spesso una stampa di $\log \beta_T$ in funzione della temperatura produce all'incirca una linea retta, come indicato dai dati sperimentali mostrati in Fig.1.16.

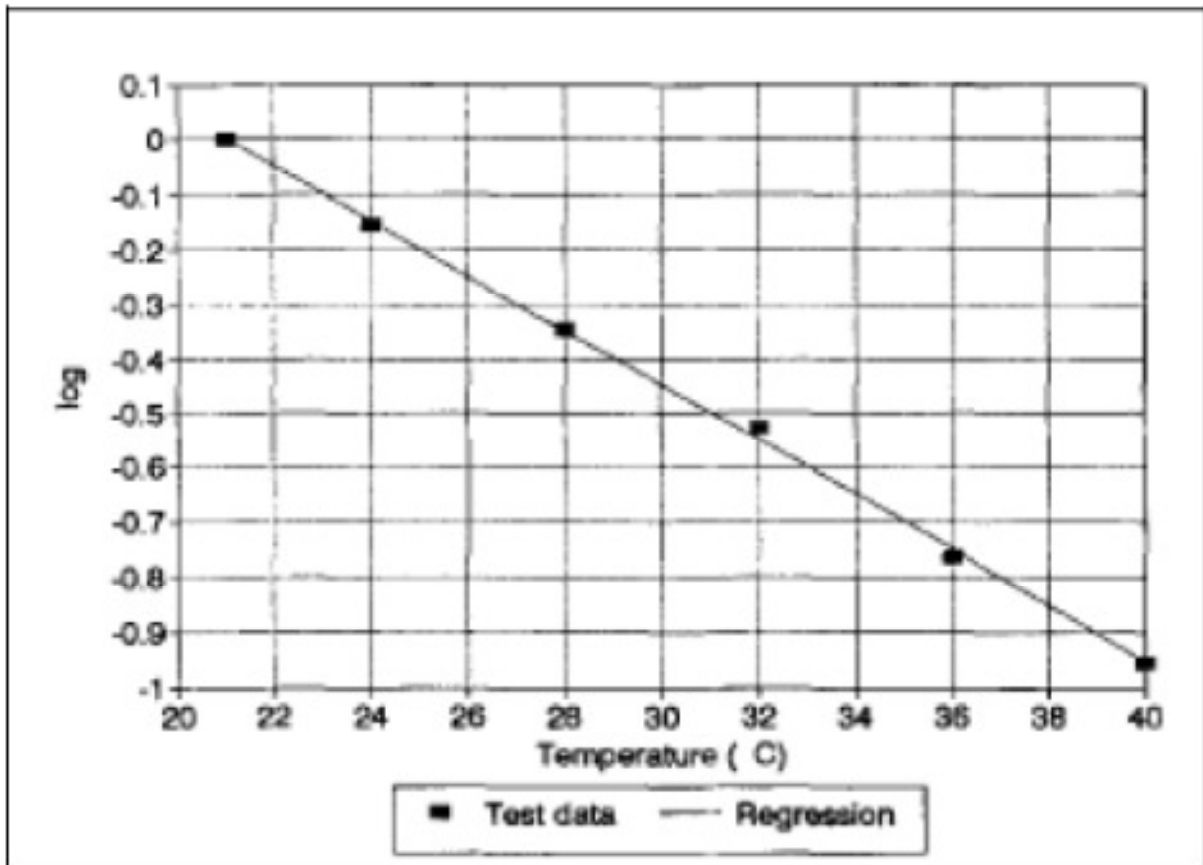


Fig. 3.11 Andamento del $\log \beta_T$ con la temperatura

Conseguentemente, i parametri a e b nella seguente regressione possono essere determinati facilmente:

$$\log \beta_T = aT + b \quad (3.15)$$

La dipendenza di $G'(\omega)$ e $G''(\omega)$ dalla temperatura ambiente può essere stimata usando le Eq.1.19. La Fig.1.17, in scala logaritmica, mostra come, per lo specifico caso in esame, l'effetto della temperatura sia semplicemente uno spostamento delle curve dei moduli $G'(\omega)$ e $G''(\omega)$ per la gamma di frequenze dagli 0.5 Hz agli 8.0 Hz. Una applicazione di questo metodo per un materiale di un dissipatore VE è fornita in Shen e Soong (1995).

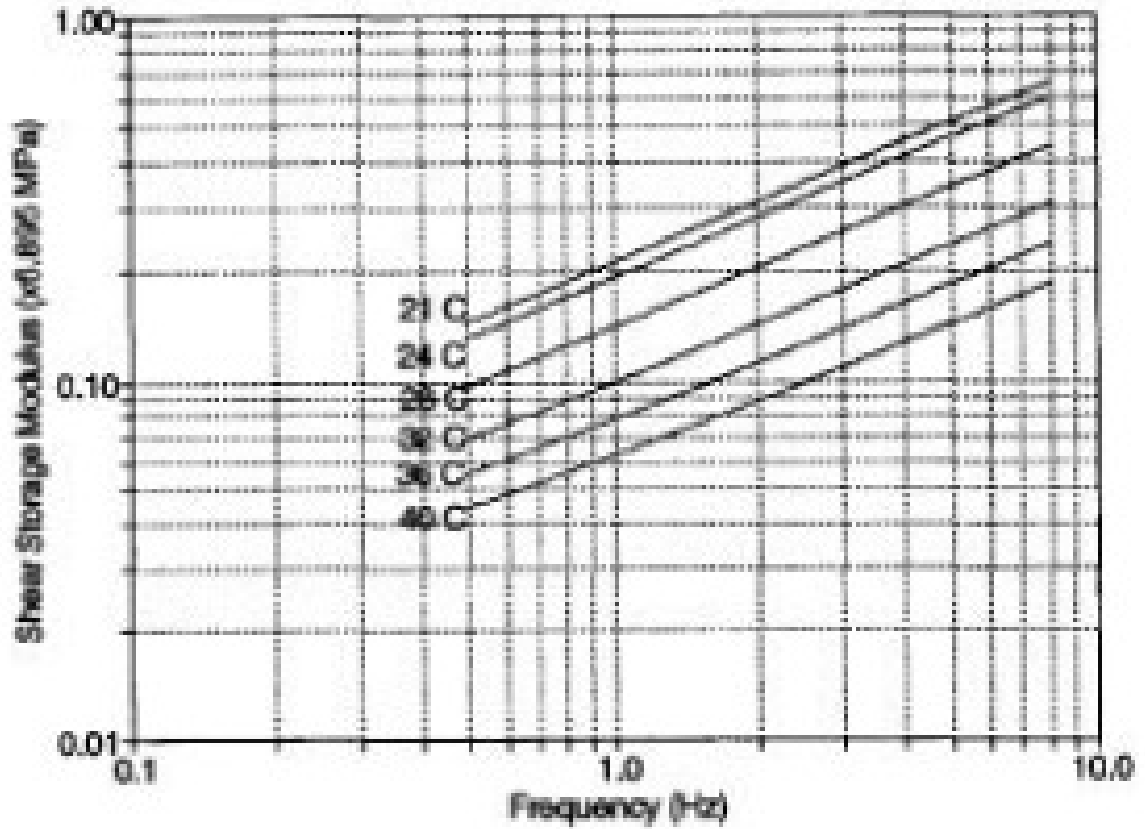


Fig. 3.12 Modulo del taglio immagazzinato, andamento con frequenza e temperatura

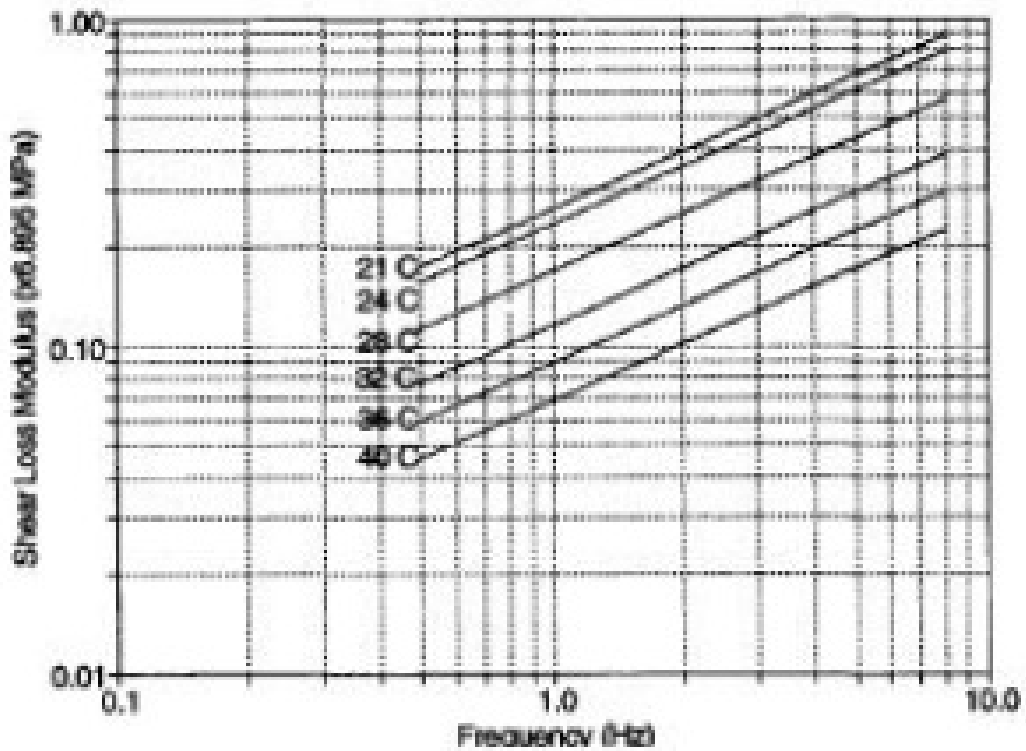


Fig. 3.13 Modulo del taglio perso, andamento con frequenza e temperatura

La temperatura interna, θ , all'interno del materiale VE dovuta al lavoro meccanico del dissipatore può essere calcolata dall'equazione di trasferimento del calore (Kasai et al.,1993):

$$\rho c_v \cong k \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} + \tau \frac{\partial y}{\partial t} \quad (3.16)$$

dove c_v è il calore specifico del materiale VE, ρ è densità di massa e k è la conduttività termica. Risultati sperimentali e analisi agli elementi finiti indicano che questa transitoria conduzione di calore è piccola (Lai, 1991) e l'Eq.(1.21) può essere approssimata da:

$$\theta(t) = T + \frac{1}{c_v \rho} \int_0^t \tau(t) \dot{\gamma}(t) dt \quad (3.17)$$

dove T è la temperatura ambiente. Cioè si può tenere conto dell'incremento di temperatura all'interno del materiale VE sostituendo in $G'(\omega)$ e $G''(\omega)$ al posto di T , $T + \theta(t)$ nelle Eq. 1.19. Il modulo di rilassamento, $G(t)$ può essere aggiornato ad ogni incremento di tempo grazie ai fattori di riduzione $\frac{\rho_0 T_0}{\rho(T+\theta)}$ e $\beta_{T+\theta}$. Per le applicazioni strutturali, osservazioni sul campo ed esperimenti di laboratorio hanno mostrato che, durante i cicli di carico dovuti ad un terremoto, la temperatura transitoria aumenta, di solito, meno di 10°C e quindi ha un effetto minore sul comportamento del dissipatore VE. In conclusione, ipotizzando delle piccole deformazioni ($\leq 20\%$), il modulo del taglio immagazzinato e il modulo del taglio perso possono essere considerati solo in funzioni della frequenza di eccitazione ω e della temperatura esterna T .

3.3. DISSIPATORI VISCOELASTICI

Una volta che il modello di risposta a taglio del materiale è stato stabilito, si costruisce il modello globale forza-deformazione per il dissipatore.

I modelli reologici a disposizione per la modellazione di dispositivi dissipativi viscoelastici sono:

- Modelli alle derivate intere: Kelvin-Voigt (molla e pistone in parallelo), Maxwell (molla e pistone in serie)
- Modelli alle derivate frazionarie
- Modello di Boltzmann

I primi due partono dallo stesso tipo di equazione costitutiva:

$$N_d(t) + aD^\alpha[N_d(t)] = K\{\Delta_d(t) + bD^\alpha[\Delta_d(t)]\} \quad (3.18)$$

E si specificano a seconda del valore di α . Il terzo tiene meglio in conto dell'effetto della temperatura e della frequenza sul comportamento meccanico del materiale.

Basandosi sui risultati della sezione precedente, è stato visto che, dall'Eq.1.14 ad una data temperatura esterna e per deformazioni moderate, la tensione in un materiale viscoelastico è linearmente relazionata alla deformazione e alla velocità di deformazione nel caso di una forzante armonica. Per un tale dissipatore, avente un'area di taglio A e uno spessore totale h , può essere ottenuta la seguente relazione tra forza-spostamento valida per un modello di Kelvin-Voigt (che vede una molla in parallelo ad un pistone viscoso):

$$F(t) = k(\omega) \cdot x(t) + c(\omega) \cdot \dot{x}(t) \quad (3.19)$$

in perfetta analogia con l'equazione (3.6). Si noti che:

$$k = \frac{AG'(\omega)}{h} \quad (3.20)$$

$$c = \frac{AG''(\omega)}{\omega h} \quad (3.21)$$

L'analisi di una struttura con dissipatori VE è significativamente più semplice rispetto a quella di strutture con dissipatori metallici o ad attrito. In quanto una

struttura lineare con l'aggiunta dei dissipatori VE rimane lineare, con il contributo dei dissipatori che aumentano lo smorzamento e la rigidità. Questa espressione è valida solo per forzanti armoniche, mentre per ottenere risposte più generali deve essere effettuata una forma di integrazione come quella dell'Eq.1.15. Tuttavia, nella maggior parte delle applicazioni strutturali, l'approssimazione dell'utilizzo del modello di Kelvin introdotto con l'Eq.1.23 è abbastanza ragionevole a patto che sia selezionato un valore adeguato per ω .

L'estensione di questa procedura di analisi a sistemi a più gradi di libertà è diretta se si assume uno smorzamento proporzionale. In questo caso le equazioni del moto per gli spostamenti modali sono disaccoppiate e le modifiche allo smorzamento modale e alla rigidità dovute all'aggiunta dei dissipatori VE possono essere ottenute seguendo il metodo dell'energia di deformazione modale (Soong e Lai, 1991).

L'i-esimo indice di smorzamento modale dovuto all'aggiunta dei dissipatori VE può essere calcolato come:

$$\bar{\zeta}_i = \frac{\eta(\omega_i)}{2} \cdot \frac{E_v}{E_i} \quad (3.22)$$

dove $\eta(\omega_i)$ è il fattore di perdita del materiale VE alla frequenza modale ω_i della struttura originale, E_i è l'i-esima energia di deformazione modale del sistema con i dissipatori e E_v è l'energia immagazzinata nei dissipatori VE. Queste energie possono essere calcolate da:

$$E_v = \Phi_i^T \bar{K} \Phi_i \quad (3.23)$$

$$E_i = \Phi_i^T (K + \bar{K}) \Phi_i \quad (3.24)$$

dove Φ_i è l'i-esimo vettore modale associato a ω_i , K è la matrice di rigidità originale senza i dissipatori e \bar{K} è la matrice di rigidità attribuita ai dissipatori aggiunti.

Sostituendo queste ultime nella precedente si ha:

$$\bar{\zeta}_i = \frac{\eta(\omega_i)}{2} \cdot \left[\frac{\Phi_i^T \bar{K} \Phi_i}{\Phi_i^T (K + \bar{K}) \Phi_i} \right] = \frac{\eta(\omega_i)}{2} \cdot \left[1 - \frac{\Phi_i^T K \Phi_i}{\Phi_i^T (K + \bar{K}) \Phi_i} \right] \quad (3.25)$$

L'i-esima frequenza modale modificata è:

$$\omega_i = \left[\frac{\Phi_i^T (K + \bar{K}) \Phi_i}{\Phi_i^T M \Phi_i} \right] \quad (3.26)$$

dove M è la matrice delle masse della struttura.

Se i cambiamenti dei modi di vibrare dovuti all'aggiunta dei dissipatori possono essere trascurati, l'equazione (3.25) può essere ulteriormente semplificata a (Chang et al., 1993a):

$$\bar{\zeta}_i = \frac{\eta(\omega_i)}{2} \cdot \left(1 - \frac{\omega_i^2}{\bar{\omega}_i^2} \right) \quad (3.27)$$

dove ω_i è l' i -esima frequenza modale della struttura originale.

Nella progettazione delle strutture che utilizzano dissipatori VE il parametro di progetto più importante è l'indice di smorzamento. Incorporando adeguatamente nel diagramma di flusso della progettazione il metodo dell'energia modale di deformazione la progettazione può essere compiuta con piccole modifiche alle normali procedure.

Come molti altri problemi di progettazione, la progettazione di una struttura smorzata con dissipatori VE è un processo iterativo. Prima deve essere analizzata la struttura senza i dissipatori. Poi il grado di smorzamento richiesto diventa il parametro fondamentale per l'aggiunta dei dissipatori VE. La progettazione normalmente contiene i seguenti passi che dopo ogni ciclo di progettazione possono continuare a modificare le proprietà strutturali:

- (a) Determinare le proprietà strutturali dell'edificio ed effettuare l'analisi;
- (b) Determinare l'indice di smorzamento richiesto;
- (c) Selezionare le localizzazioni possibili e desiderabili per i dissipatori;
- (d) Selezionare la rigidità e il fattore di perdita dei dissipatori;
- (e) Calcolare l'indice di smorzamento equivalente usando il metodo dell'energia modale di deformazione;
- (f) Effettuare le analisi strutturali usando l'indice di smorzamento progettato.

Quando i passi (e) e (f) soddisfano l'indice di smorzamento desiderato e i criteri di progettazione il procedimento è concluso, altrimenti un nuovo ciclo di progettazione inizierà con altri parametri. Come si può vedere questa procedura di progettazione

ricade all'interno delle tradizionali procedure eccetto che per la determinazione dell'indice di smorzamento richiesto e per la selezione della rigidezza e del fattore di perdita dei dissipatori.

In generale, l'indice di smorzamento richiesto può essere determinato utilizzando lo spettro di risposta del sisma di progetto con vari indici di smorzamento. La selezione della rigidezza e del fattore di perdita η dei dissipatori può avvenire per tentativi. Possono, anche, essere determinati basandosi sul principio che la rigidezza aggiunta dai dissipatori deve essere proporzionale alla rigidezza dei piani della struttura. Questo è ottenuto modificando il metodo dell'energia modale di deformazione come segue:

$$\frac{\bar{k}_i}{k_i} = \frac{2\zeta}{\eta - 2\zeta} \quad (3.28)$$

dove ζ è l'indice di smorzamento prefissato e \bar{k}_i e k_i sono, rispettivamente, la rigidezza dei dissipatori e la rigidezza di piano della struttura senza i dispositivi all' i -esimo piano. Per un materiale VE, con G' e G'' noti alla temperatura e alla frequenza di progettazione, l'area A del dissipatore può essere determinata mediante:

$$A = \frac{\bar{k}h}{G'} \quad (3.29)$$

Lo spessore h del materiale viscoelastico può essere ottenuto dalla deformazione massima permessa al dissipatore, in modo da assicurare che la massima deformazione nel materiale VE sia inferiore al valore ultimo.

Un tipico dissipatore viscoelastico (VE), formato da strati di materiale viscoelastico vincolato a piatti metallici, è mostrato in figura seguente:

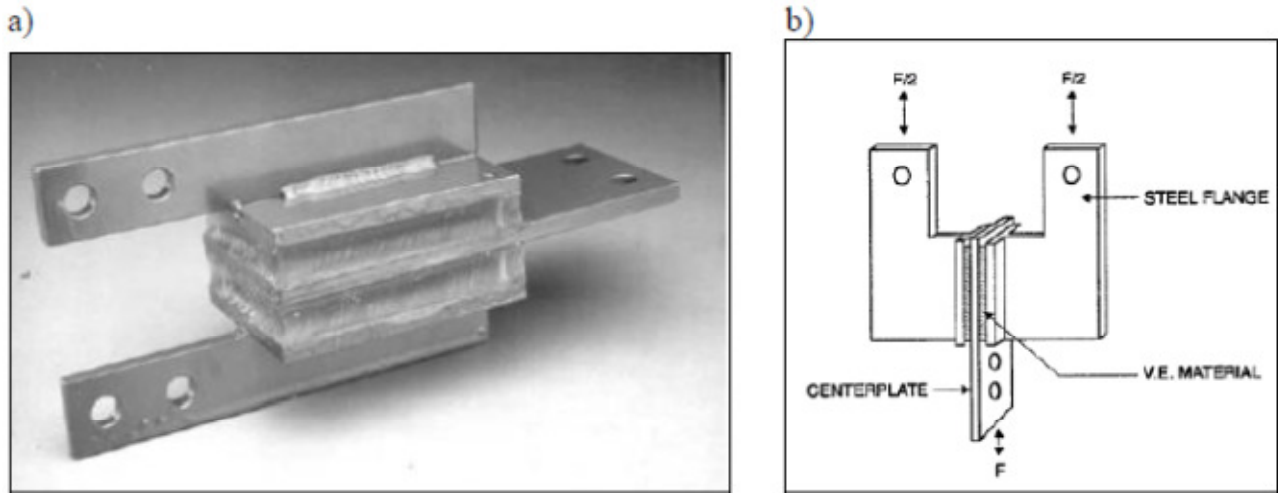


Fig. 3.14 Dispositivo dissipativo viscoelastico in gomma ad alto smorzamento

Quando è installato in una struttura, le vibrazioni strutturali inducono uno spostamento tra le flange esterne ed il piatto interno generando uno sforzo di taglio e dissipando energia. La risposta di questi materiali viscoelastici sotto carichi dinamici dipende dalla frequenza delle vibrazioni, dal livello di deformazione e dalla temperatura ambiente. Nelle figure seguenti è rappresentato il tipico ciclo dissipativo viscoelastico, evidenziando la componente elastica e quella viscosa ed il loro sfasamento.

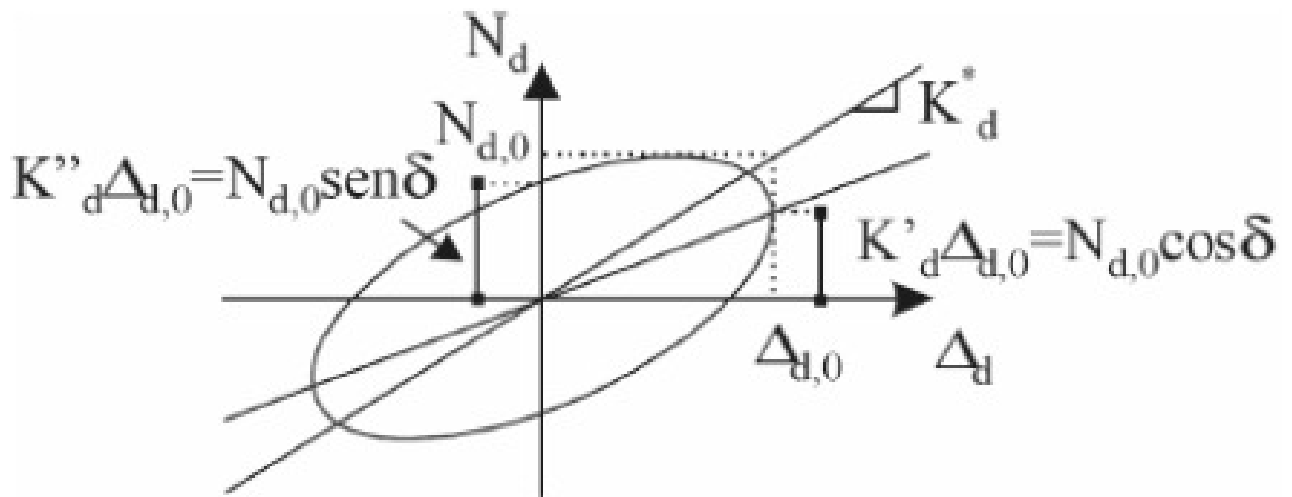


Fig. 3.15 Curva forza-spostamento per un dissipatore viscoelastico

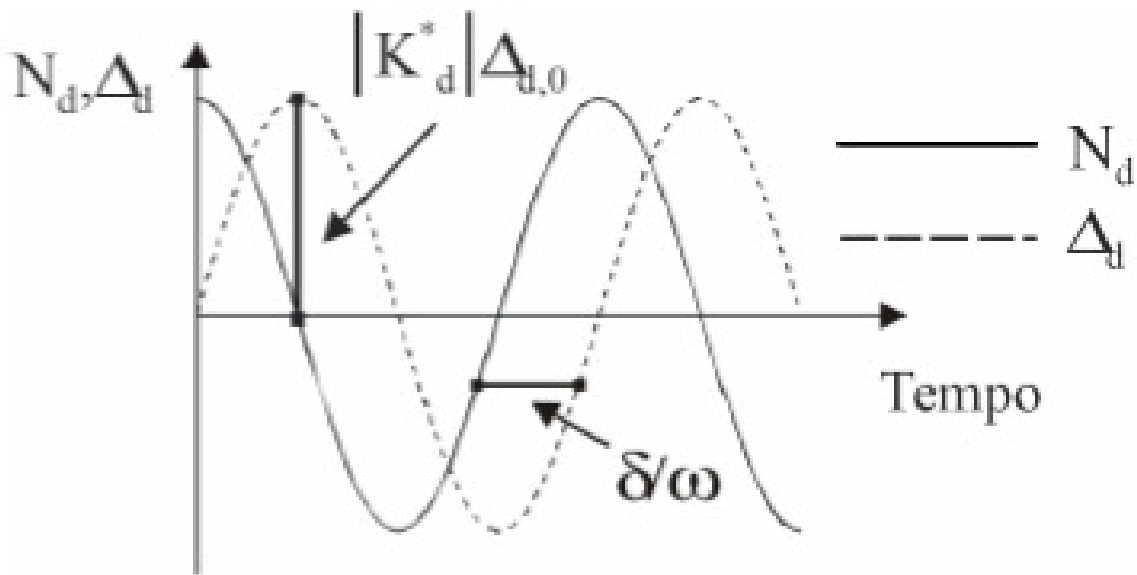


Fig. 3.16 Sfasamento temporale tra reazione e spostamento per un dissipatore viscoelastico

La risposta a regime di un dissipatore viscoelastico (rappresentata in figura precedente), per una storia di spostamenti armonica di ampiezza $\Delta_{d,0}$ e frequenza circolare ω , presenta a seguito della dipendenza dalla velocità, una componente in fase con lo spostamento ed una fuori fase di 90° , espressa dall'equazione:

$$N_d(t) = N_{d,0} \sin(\omega t + \delta) = \Delta_{d,0} (K'_d \sin(\omega t) + K''_d \cos(\omega t)) \quad (3.30)$$

dove δ rappresenta lo sfasamento tra la forza $N_d(t)$ e lo spostamento $\Delta_d(t)$ e determina lo svilupparsi di un ciclo d'isteresi anche se la risposta è elastica. Il manifestarsi di questo sfasamento può essere vantaggiosamente utilizzata per ridurre il regime di sforzi della struttura in cui inserire il dispositivo.

I parametri caratteristici del dissipatore (K'_d e K''_d) sono legati ai moduli di carico G' e di perdita G'' dalle seguenti relazioni:

$$K'_d = \frac{N_{d,0}}{\Delta_{d,0}} \cdot \cos \delta = \frac{G' A}{h} \quad (3.31)$$

$$K''_d = \frac{N_{d,0}}{\Delta_{d,0}} \cdot \sin \delta = \frac{G'' A}{h} \quad (3.32)$$

dove:

A area resistente a taglio

h spessore totale degli strati di polimero

G' modulo di carico

G'' modulo di perdita

Il modulo di carico è importante perché influenza la rigidità (e quindi la frequenza di vibrazione) del sistema; il modulo di perdita fornisce invece una misura dell'energia dissipata per ciclo. Da queste due grandezze è possibile dedurre il parametro che misura lo sfasamento tra la forza e lo spostamento, noto come fattore di perdita:

$$\eta = \tan \delta = \frac{K_d''}{K_d'} = 2\xi_d \quad (3.33)$$

pari a due volte il fattore di smorzamento viscoso equivalente (ξ_d), definito da Clough e Penzien (1975) come il rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo e 4π volte l'energia elastica corrispondente all'ampiezza $\Delta_{d,0}$. Per i materiali viscoelastici di solito impiegati il valore del fattore di perdita può essere assunto nell'intervallo [0.8 - 1.4]; esso tende a zero per caricamento quasi-statico. Altro parametro importante, in quanto facilmente determinabile mediante delle prove sperimentali a deformazione imposta variabile con legge sinusoidale, è il cosiddetto modulo complesso:

$$K_d^* = N_d(t) / \Delta_d(t) = \sqrt{K_d'^2 + K_d''^2} \quad (3.34)$$

risultando: $|K_d^*| = N_{d,0} / \Delta_{d,0}$. Per quanto riguarda, infine, l'energia dissipata in un ciclo essa è pari a:

$$W_d = \int_0^{2\pi} N_d(t) \cdot \dot{\Delta}_d(t) dt = \pi K_d'' \Delta_{d,0}^2 \quad (3.35)$$

Per rendere semplice la trattazione e l'implementazione di dissipatori viscoelastici lineari nella pratica progettuale, vengono seguiti approcci energetici volti a definire un coefficiente viscoso equivalente da poter introdurre nella soluzione dell'equazione fondamentale della meccanica.

In un sistema dinamico smorzato sollecitato da una forzante sinusoidale (quindi armonica) si ha una risposta in termini di spostamento nel tempo del tipo:

$$u(t) = \frac{p_0}{k} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}} \sin(\omega t - \phi) \quad (3.36)$$

$$\tan \phi = \frac{2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \quad (3.37)$$

Dove $\phi = [0, 180^\circ]$.

L'energia dissipata per ciclo per unità di massa corrisponde all'area sottesa dal grafico forza-spostamento (cioè al lavoro della forza):

$$\Delta U = \oint f_d(x) = \int_{-\phi/\omega}^{2\pi-\phi/\omega} f_d \dot{x} dt = 2\xi\omega_n \int_0^{2\pi/\omega} \dot{x}^2 dt = 2\pi x_0^2 \omega_n \omega \xi \quad (3.38)$$

Con $f_d = 2\xi\omega_n\dot{x}$ e x_0 ampiezza dello spostamento armonico che attiva il dissipatore (in direzione assiale rispetto allo stesso).

Se rappresentiamo il dissipatore viscoelastico con un modello di Kelvin-Voigt, che assieme al modello di Maxwell costituisce il più semplice modello alle derivate intere adatto a descrivere un dissipatore viscoelastico lineare:

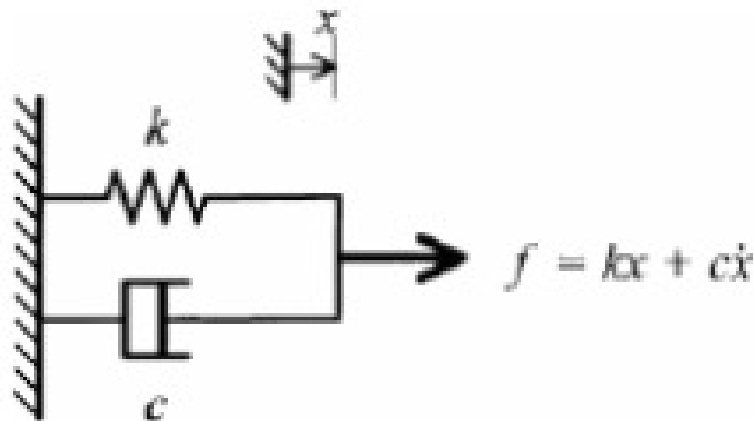


Fig. 3.17 Modello reologico di Kelvin-Voigt per la trattazione teorica di un dissipatore viscoelastico

osservo, se la forzante è armonica, uno spostamento anch'esso armonico del tipo $x(t) = x_0 \cos(\omega t)$. Si tenga presente comunque che l'ipotesi di comportamento viscoelastico-lineare è accettabile solo per limitate ampiezze del moto, poiché al crescere di $\Delta_{d,0}$ l'incremento di temperatura che il dissipatore subisce durante la deformazione produce un effetto softening sulla risposta ($N_d(t)$ si riduce), divenendo causa di non-linearità; in tal caso è opportuno ricorrere a modelli più sofisticati che includano il calcolo dell'incremento di temperatura nel dissipatore.

La forza di richiamo elastica $f_{el} = kx$ è in fase con lo spostamento, mentre la forza viscosa ha un angolo di fase di 90° con lo spostamento, dato che:

$$\dot{x} = -x_0\omega \sin \omega t = x_0\omega \cos \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right) \quad (3.39)$$

quindi la reazione complessiva dell'oscillatore viscoelastico è:

$$f = kx_0 \cos(\omega t) + cx_0\omega \cos \left(\omega t + \frac{\pi}{2} \right) \quad (3.40)$$

Questo fatto può essere rappresentato usando i numeri complessi, dove la componente in fase è considerata come reale, mentre quella sfasata di 90° è immaginaria. Ognuna delle due componenti oscilla con stessa frequenza ω .

$$f = kx + i\omega cx \quad (3.41)$$

Si noti altresì che, ragionando in termini di rigidezze complesse si ha:

$$K'_d = k \quad (3.42)$$

$$K''_d = \omega c \quad (3.43)$$

e l'energia dissipata per ciclo è linearmente proporzionale alla frequenza di carico:

$$W_d = \pi\omega c \cdot x_0^2 \quad (3.44)$$

Si definisce, al fine di quantificare la capacità dissipativa del dispositivo, il loss factor (o fattore di perdita):

$$\eta = \frac{\Delta U}{2\pi U_{max}} \quad (3.45)$$

Esso rappresenta la capacità di smorzamento specifica per radiante del ciclo di smorzamento. U_{max} si può pensare come massima energia cinetica, o massima energia potenziale, del dispositivo per unità di massa:

$$U_{max} = \frac{1}{2} \frac{k}{m} x_0^2 = \frac{1}{2} \omega_n^2 x_0^2 \quad (3.46)$$

Sostituendo si ha quindi:

$$\eta = \frac{\Delta U}{2\pi U_{max}} = \frac{2\omega\xi}{\omega_n} \quad (3.47)$$

Che fornisce la soluzione:

$$\eta = 2\xi \quad (3.48)$$

nel caso in cui il sistema viscoelastico si trovi in risonanza in condizioni di vibrazioni forzate. Maggiore è il loss factor e maggiore è la capacità di dissipazione dell'energia (e conseguentemente delle vibrazioni). I valori del loss factor in condizioni di risonanza per i più comuni materiali edilizi sono raccolti nella seguente tabella.

Loss Factors of Some Useful Materials

Material	Loss Factor $\eta \cong 2\xi$
Aluminum	2×10^{-5} to 2×10^{-3}
Concrete	0.02 to 0.06
Glass	0.001 to 0.002
Rubber	0.1 to 1.0
Steel	0.002 to 0.01
Wood	0.005 to 0.01

E' opportuno sottolineare che, come notato anche da altri autori (Ciampi et al., 1997), il modello di Maxwell consente, rispetto a quello di Kelvin, di descrivere in modo più accurato la risposta di un dissipatore viscoelastico, riproducendo in maniera più realistica la dipendenza dei moduli di carico e di perdita dalla frequenza del moto; in entrambi i modelli essi vengono però definiti in corrispondenza di un solo valore di questa. Ulteriori affinamenti, che consentono di indagare su di un campo di frequenza più ampio, ma che producono, inevitabilmente, un aumento del numero dei parametri

in gioco, si possono ottenere disponendo, in serie o in parallelo, elementi di Kelvin o di Maxwell (Kirekawa et al., 1992).

3.4. MODELLI VISCOELASTICI A DERIVATE FRAZIONARIE (CENNI)

I modelli “frazionari” permettono, con l’impiego di un limitato numero di parametri, di modellare il comportamento dei dissipatori viscoelastici su di un ampio campo di frequenze.

Partendo da un’espressione generale del legame $N_d - \Delta_d$ di tipo viscoelastico-lineare (Kasai et al., 1993):

$$N_d(t) + aD^\alpha[N_d(t)] = K\{\Delta_d(t) + bD^\alpha[\Delta_d(t)]\} \quad (3.49)$$

è possibile considerare formulazioni cosiddette alle “derivate intere” (per $\alpha = 1$), basate su semplici operatori differenziali lineari, o alle “derivate frazionarie” (per $0 < \alpha < 1$), che fanno uso di più complessi operatori integro-differenziali lineari che, per una generica funzione $f(t)$, sono rappresentabili nella forma integrale di Riemann-Liouville:

$$D^\alpha[f(t)] = \frac{d^\alpha f(t)}{dt^\alpha} = \frac{1}{\Gamma(1-\alpha)} \frac{d}{dt} \int_0^t \frac{f(\tau)}{(t-\tau)^\alpha} d\tau \quad (3.50)$$

I valori dei moduli complessi valgono:

$$K'_d = K \frac{[1+b\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)][1+a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]+[ab\omega^{2\alpha} \sin^2(\alpha\pi/2)]}{[1+a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]^2+[a\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)]^2} \quad (3.51)$$

$$K''_d = K \frac{[b\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)][1+a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]-[a\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)][1+b\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]}{[1+a\omega^\alpha \cos(\alpha\pi/2)]^2+[a\omega^\alpha \sin(\alpha\pi/2)]^2} \quad (3.52)$$

che particolarizzate, analogamente a quanto fatto prima per $\alpha = 1$, forniscono un modello “frazionario” alla Kelvin, del tipo di quelli proposti da Koh e Kelly (1990) e da Lee e Tsai (1994), o un modello “frazionario” alla Maxwell, quale quello presentato da Makris e Costantinou (1991).

Espressioni più generali si possono ottenere aggiungendo nell’equazione (3.6) ulteriori termini a primo ed a secondo membro e non imponendo il medesimo ordine di derivazione a tutte le grandezze in gioco. Inoltre, è opportuno rilevare che l’utilizzo dei modelli “frazionari” è immediato nel dominio delle frequenze, dove l’operatore $D^\alpha[.]$ gode della proprietà:

$$F\{D^\alpha[f(t)]\} = (i\omega)^\alpha F[f(t)] \quad (3.53)$$

con $F[.]$ trasformata di Fourier, mentre è più complesso nel dominio del tempo dove l'integrale dell'eq 3.6 non sempre presenta una soluzione in forma chiusa. Per problemi non lineari il loro uso risulta quindi poco pratico, soprattutto per estese indagini parametriche in cui si voglia tener conto anche del comportamento inelastico delle parti strutturali (per esempio un telaio) da proteggere.

3.5. MODELLAZIONE DEI DISPOSITIVI VISCOELASTICI IN STRAUS7

L'implementazione di un dispositivo viscoelastico in Straus7 risulta relativamente semplice. Il programma FEM in questione mette a disposizione un elemento finito beam detto "spring-damper", letteralmente elemento molla-smorzatore disposti in parallelo, di tipo lineare (sostanzialmente un modello di Kelvin-Voigt che si può anche dotare di massa non strutturale).

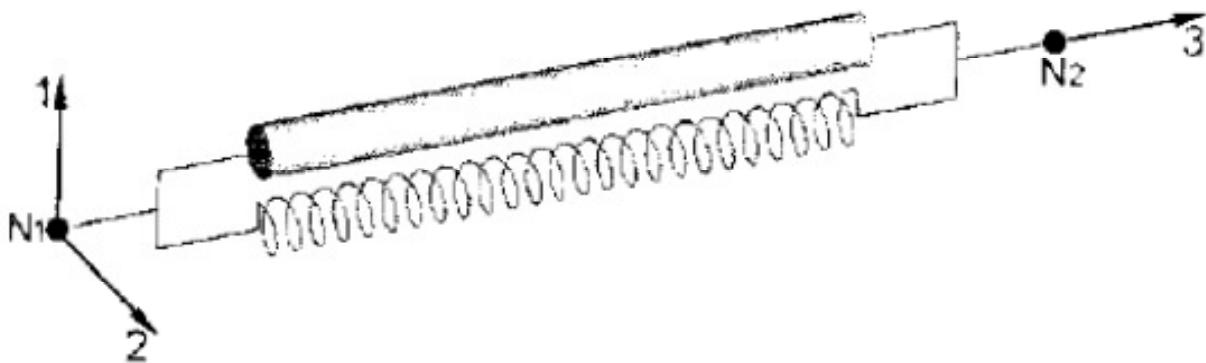


Fig. 3.18 Modello reologico di Kelvin-Voigt per la trattazione teorica di un dissipatore viscoelastico

La relazione forza viscosa-velocità che sta alla base del comportamento di questo elemento è perciò lineare:

$$f_v = c \cdot \dot{x} \quad (3.54)$$

Per poter descrivere un dissipatore non lineare è necessario costruire un grafico forza viscosa-velocità dove quest'ultima viene elevata ad un coefficiente α variabile:

$$f_v = c \cdot \dot{x}^\alpha \quad (3.55)$$

ed inserirlo nella finestra apposita di Straus7. L'uso di dispositivi viscoelastici non lineari con $\alpha = 0,7 \div 1$ risulta avere notevoli vantaggi se se ne prevede una distribuzione diffusa lungo l'altezza della struttura, al fine di evitare eccessiva concentrazione di sollecitazioni (e quindi tensioni) localmente nelle zone di ancoraggio del dispositivo alla struttura principale.

L'elemento spring-damper in parola reagisce alle seguenti componenti:

- Rigidezza assiale nelle tre direzioni principali
- Rigidezza a taglio riguardo uno spostamento relativo delle due estremità nelle direzioni 1 e 2
- Rigidezza torsionale riguardo i momenti torcenti che possono avere come asse i tre principali (1, 2 e 3)

Le proprietà di rigidezza e smorzamento dell'elemento sono espresse da due terne di costanti:

- Coefficienti di rigidezza K_a, K_l, K_t
- Coefficienti di smorzamento C_a, C_l, C_t

dove gli indici a, l e t indicano la componente assiale, laterale e torsionale. Si noti che i coefficienti di smorzamento sono considerati soltanto in una analisi dinamica lineare evolutiva mentre sono ignorati da tutti gli altri solutori del programma.

I gradi di libertà dell'elemento spring-damper sono i seguenti:

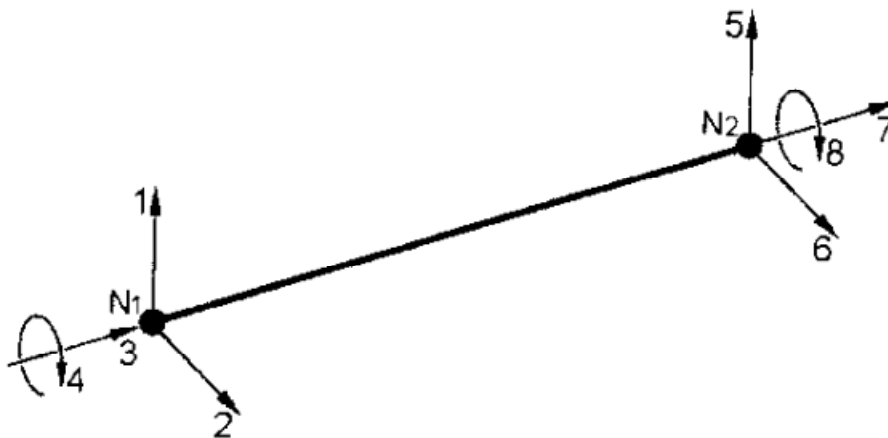


Fig. 3.19 Elemento finito con gradi di libertà

Nel caso di comportamento lineare la matrice delle rigidezze è la seguente:

$$K_e = \begin{bmatrix} K_l & 0 & 0 & 0 & -K_l & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_l & 0 & 0 & 0 & -K_l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_a & 0 & 0 & 0 & -K_a & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_t & 0 & 0 & 0 & -K_t \\ -K_l & 0 & 0 & 0 & K_l & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_l & 0 & 0 & 0 & K_l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_a & 0 & 0 & 0 & K_a & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_t & 0 & 0 & 0 & K_t \end{bmatrix}$$

Mentre la matrice delle masse dell'elemento spring-damper è:

$$M_e = \frac{m}{2} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Dove m è la massa totale dell'elemento. I termini diagonali relativi alla torsione sono nulli perché l'inerzia torsionale non è considerata.

Durante l'analisi dinamica evolutiva lineare viene risolta ad ogni passo la relazione fondamentale della meccanica:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = F(t) \quad (3.56)$$

che rappresenta l'equilibrio dinamico di una struttura a comportamento lineare sollecitata da una forzante dinamica $F(t)$ del tipo di quello in figura seguente:

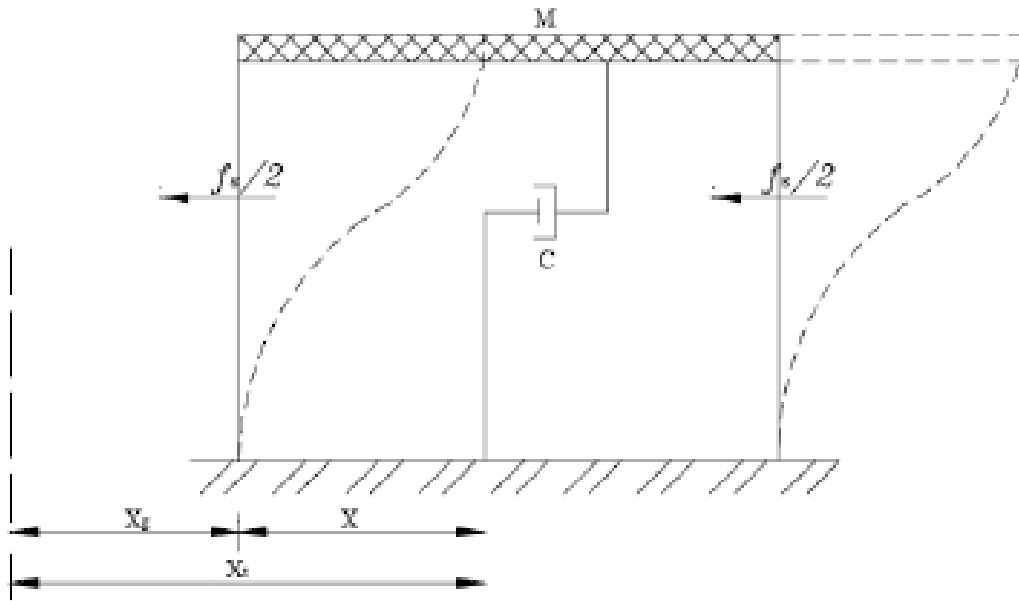


Fig. 3.20 Oscillatore elastico-viscoso lineare ad un grado di libertà

Appare evidente che ad un aumento dello smorzamento C corrisponde una diminuzione di accelerazioni e spostamenti manifestati dalla struttura. Il coefficiente, o matrice, di smorzamento C è in realtà un coefficiente equivalente che tiene conto del doppio contributo, all'interno del dissipatore viscoelastico, della molla e dello smorzatore vero e proprio.

4. Applicazione di dispositivi V-E su struttura DiaGrid

4.1. DESCRIZIONE DEL CASO DI STUDIO

Nel seguito si studia il comportamento sotto forzanti eoliche con e senza dissipatori viscoelastici, di una struttura DiaGrid simile alla Hearst Tower di New York. L'edificio analizzato è una torre a pianta quadrata di 25 m di lato e alta 180 m, con rapporto d'aspetto pari a $\frac{H}{B} = 7,2$. La morfologia della struttura esoscheletrica DiaGrid prevede la connessione di due piani, di altezza 4 m, per ogni triangolo di maglia, come visibile in figura 4.1.

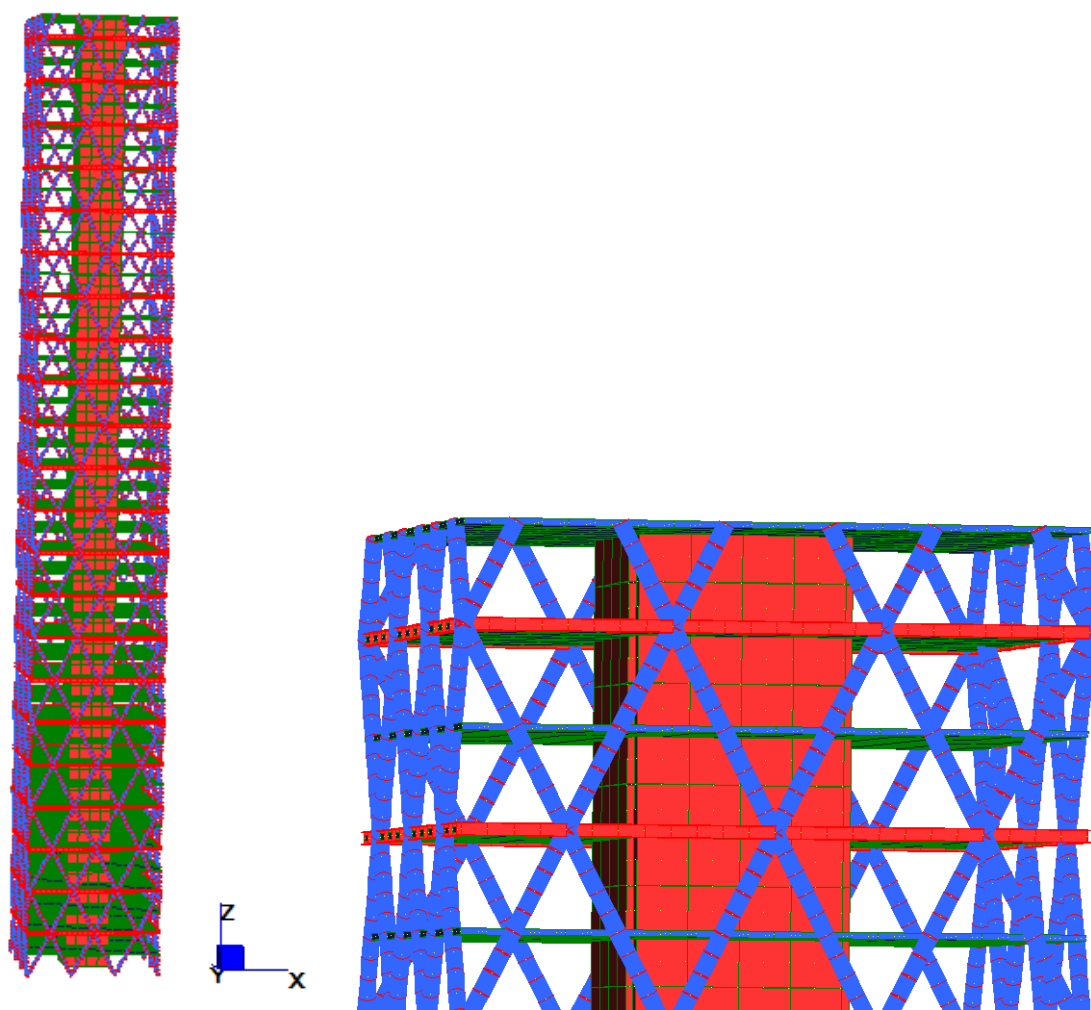
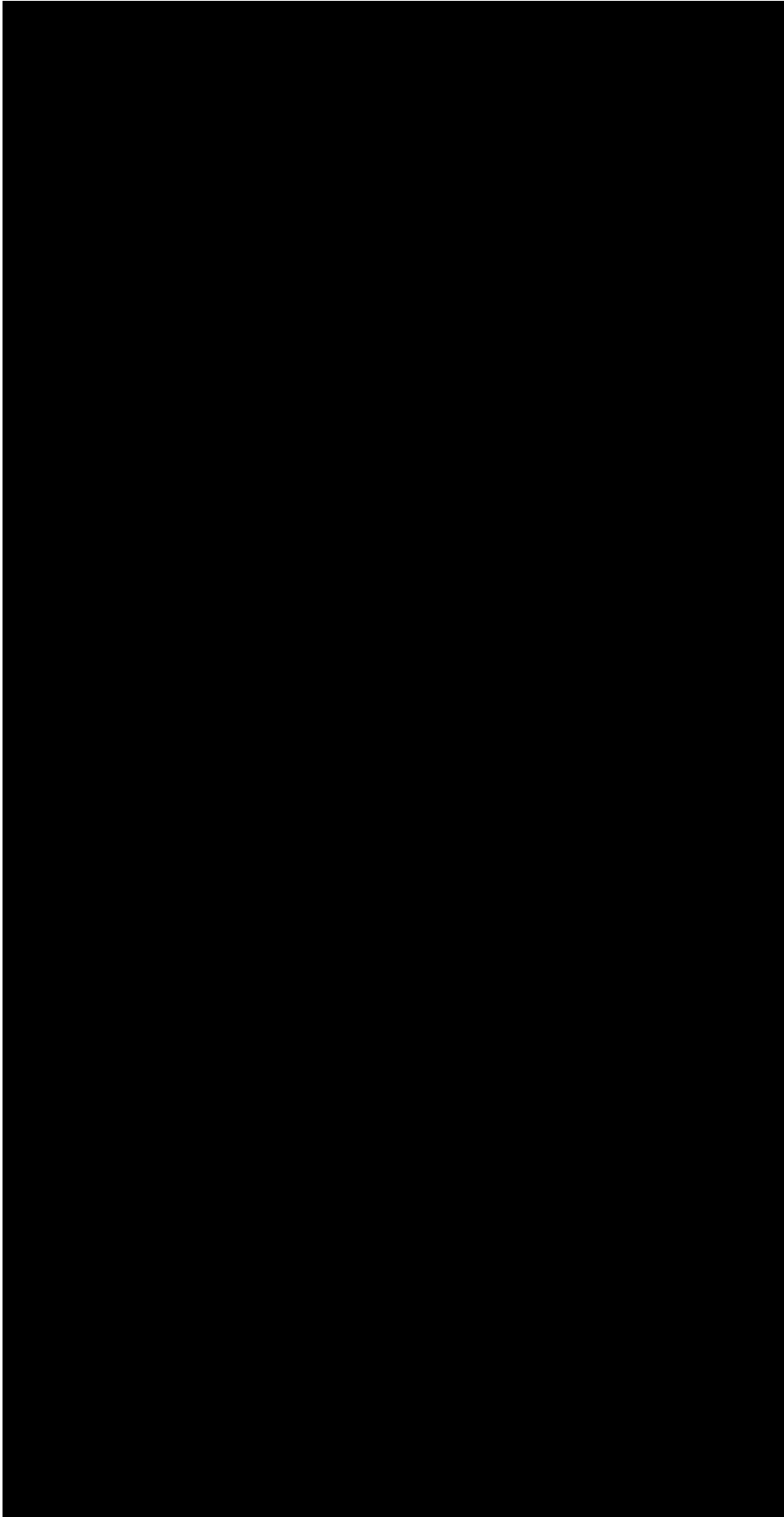


Fig. 4.1 Struttura DiaGrid studiata



4.2. MATERIALI UTILIZZATI E VALORI DI PROGETTO

Gli elementi strutturali presenti nell'edificio in esame riassunti, con i materiali corrispondenti, nella tabella 4.1.

Tabella 4.1 Materiali impiegati nell'edificio

ELEMENTO STRUTTURALE	MATERIALE	DIMENSIONE (CM)	TENS. CARATT. DI SNERVAM. (MPa)
NUCLEO	C50/60	50	50
SOLAI	C40/50	20	40
DIAGONALI	S355	ϕ70 spessore s=8	355
TRAVI DI CINTA	S355	IPE 500/300	355
CAVI		ϕ4	1500

Per quanto riguarda gli elementi strutturali in acciaio si ha:

- Nucleo: viene realizzato in c.c.a. di classe C50/60 ($f_{ck} = 50MPa$) con spessore di 50 cm
- Solai: vengono realizzati in c.c.a. di classe C40/50 ($f_{ck} = 40MPa$) con uno spessore di 20 cm

Per quanto riguarda gli elementi strutturali metallici abbiamo:

- Membrature diagonali: profili tubolari a sezione circolare ϕ700 mm di spessore s=8 cm, di acciaio S355

$$f_{yk} = 355MPa \rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 308,7MPa \rightarrow N_{Rd} = f_{yd} \cdot A = 4.810,29 t$$

- Travi di cinta: profili IPE si altezza H=50 cm, base B=30 cm, spessore ali s=2 cm e spessore anima s=3 cm, di acciaio S355

$$f_{yk} = 355MPa \rightarrow f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 308,7MPa \rightarrow N_{Rd} = f_{yd} \cdot A = 796,45 t$$

Per analizzare meglio i risultati delle analisi, si prendono nodi o elementi finiti di riferimento di cui si vanno a plottare le time-history di spostamenti o sollecitazioni.

Per le time-history di spostamenti e accelerazioni si prende il nodo n°34090 in sommità dell'edificio in riferimento al nodo n°2 (incastrato alla base dell'edificio).

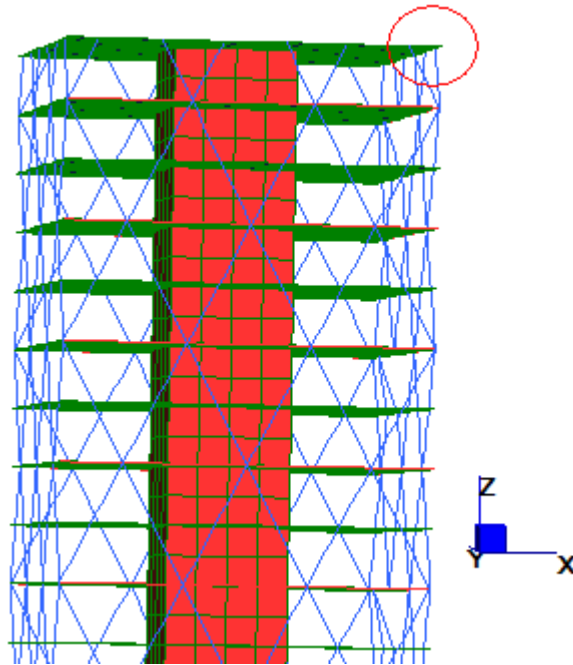


Fig. 4.2 Nodo di riferimento per il plot delle time histories di spostamenti e accelerazioni orizzontali e verticali

Per le time-history relative a sforzi assiali nei diagonal si prende a riferimento l'elemento beam n°3192.

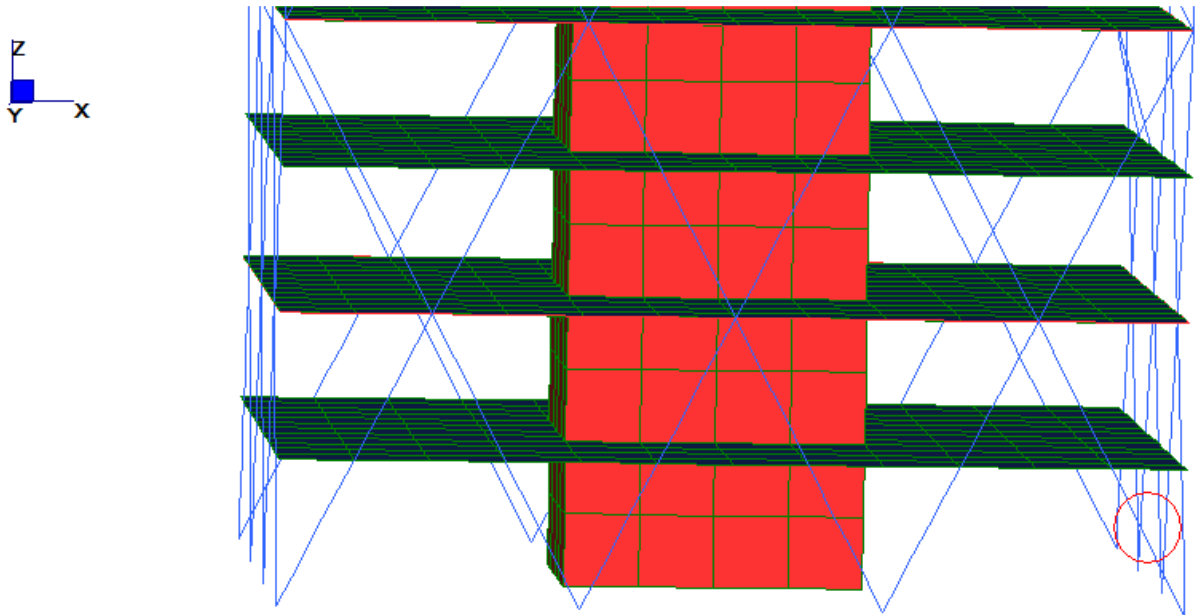


Fig. 4.3 Nodo di riferimento per il plot delle time histories di sforzi assiali nei diagonali

Per le time-history relative alle tensioni agenti sul nucleo si prende a riferimento l'elemento plate n°272.

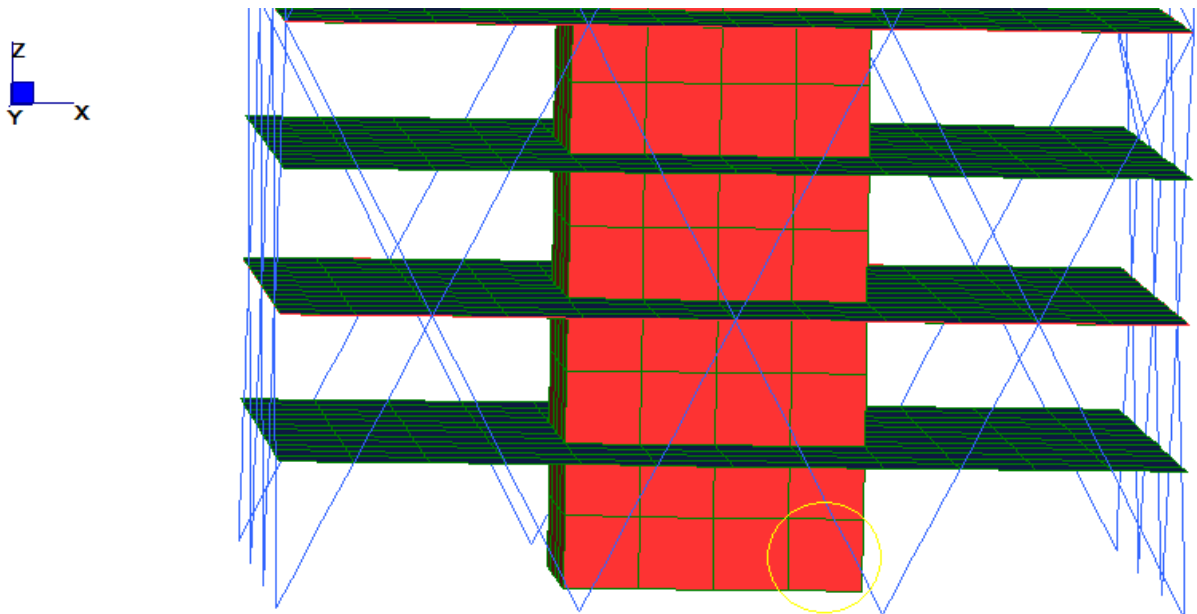


Fig. 4.4 Nodo di riferimento per il plot delle time histories di tensioni agenti sul nucleo

4.3. ANALISI DEI CARICHI

Le verifiche vengono effettuate seguendo l'approccio agli SLU secondo la Normativa NTC2008. Le verifiche effettuate nel seguito sono:

- **EQU**: stato limite di equilibrio come corpo rigido
- **STR**: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione
- **GEO**: stato limite di resistenza del terreno

effettuate con riferimento alla combinazione di carico fondamentale per S.L.U. riportata in Normativa nella formula 2.5.1.:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Nella tabella 2.6.I delle NTC 2008 si riportano i coefficienti di amplificazione delle azioni permanenti e accidentali per le verifiche suddette, classificati in base al ruolo dell'azione presa in esame. Si distingue tra azione sfavorevole (tende a peggiorare la condizione dell'equilibrio) e favorevole (tende a migliorare la condizione dell'equilibrio) all'equilibrio della costruzione.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti, riportate così come sono implementate in Straus7:

- Permanenti: peso proprio (calcolato automaticamente da Straus7)

- Accidentali da uffici aperti al pubblico: $q = 3 \text{ kN}/\text{m}^2$
- Accidentali sulla copertura praticabile per sola manutenzione: $q = 0,5 \text{ kN}/\text{m}^2$
- Accidentali da neve: $q = 1,2 \text{ kN}/\text{m}^2$
- Vento costante: in una sola direzione X, in quanto l'edificio è simmetrico in pianta
- Vento turbolento: componente lineare nella turbolenza, nella sola direzione X in quanto l'edificio è simmetrico in pianta

Le combinazioni di carico considerate sono quelle riportate in tabella 4.2:

Tabella 4.2 Combinazioni di carico considerate

CASES	1	2	3	4
	SLU - acc uff	SLU - neve	SLU - Vento cost	SLU - vento turb lin
1: vento costante	0,00E+00	0,00E+00	1,50E+00	1,50E+00
2: vento turbolenza lineare	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
3: vento turbolenza quadratica	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
4: peso proprio	1,30E+00	1,30E+00	1,30E+00	1,30E+00
5: accidentali ufficio	1,50E+00	1,05E+00	7,50E-01	7,50E-01
6: accidentali copertura	3,00E-01	3,00E-01	3,00E-01	3,00E-01
7: neve	3,00E-01	1,50E+00	3,00E-01	3,00E-01
8: turb nodo1	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
9: turb nodo2	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
10: turb nodo3	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
11: turb nodo4	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
12: turb nodo5	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
13: turb nodo6	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
14: turb nodo7	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
15: turb nodo8	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
16: turb nodo9	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
17: turb nodo10	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
18: turb nodo11	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
19: turb nodo12	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
20: turb nodo13	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
21: turb nodo14	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00
22: turb nodo15	0,00E+00	0,00E+00	9,00E-01	1,50E+00

La quarta combinazione sembra essere la più gravosa, in quanto comporta alti valori di raffiche turbolente variabili lungo l'altezza dell'edificio, perciò nel seguito si analizza principalmente questa.

Le combinazioni sono state effettuate in accordo con le prescrizioni delle NTC 2008 riportate in tabella 2.5.I:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

4.3.1. Modellazione del carico statico da vento

Si assume di tradurre, seguendo l'approccio delle normative CNR DT207-2008, la velocità costante in pressione cinetica di picco con la seguente formulazione:

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho L c_e(z) v_r^2 \quad (4.1)$$

$$c_e(z) = k_r^2 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left(7 + \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right) \quad (4.2)$$

Dove la velocità di riferimento è già stata calcolata nella Parte 3 ed il coefficiente L è posto unitario.

Per ottenere il carico eolico in termini di risultante di piano è poi necessario moltiplicare il termine di pressione cinetica per l'altezza d'interpiano (4m) in modo da ottenere un termine di carico distribuito per unità di lunghezza, da applicare lungo la larghezza dell'edificio (seguendo il concetto di area d'influenza).

Tabella 4.3 Profilo logaritmico per azione eolica statica di picco

piano	z (m)	z/z0	ce(z)	term cost [0,5*rho*L*ce(z)]	p(z) legata alla vel media [Pa=kgm/s2]
45	180	600	4,15	2,59	1.828,77
44	176	586	4,13	2,58	1.818,81
43	172	573	4,10	2,56	1.809,36
42	168	560	4,08	2,55	1.799,73
41	164	546	4,06	2,54	1.789,12
40	160	533	4,04	2,52	1.779,05
39	156	520	4,01	2,51	1.768,76
38	152	506	3,99	2,49	1.757,41
37	148	493	3,96	2,48	1.746,62
36	144	480	3,94	2,46	1.735,58
35	140	466	3,91	2,44	1.723,37
34	136	453	3,88	2,43	1.711,75
33	132	440	3,86	2,41	1.699,81
32	128	426	3,83	2,39	1.686,61
31	124	413	3,80	2,37	1.673,99
30	120	400	3,77	2,35	1.661,01
29	116	386	3,73	2,33	1.646,61
28	112	373	3,70	2,31	1.632,81
27	108	360	3,67	2,29	1.618,57
26	104	346	3,64	2,27	1.602,71
25	100	333	3,60	2,25	1.587,47
24	96	320	3,56	2,23	1.571,68
23	92	306	3,52	2,20	1.554,03
22	88	293	3,49	2,18	1.536,98
21	84	280	3,45	2,15	1.519,24
20	80	266	3,40	2,13	1.499,30
19	76	253	3,36	2,10	1.479,93
18	72	240	3,31	2,07	1.459,65
17	68	226	3,26	2,04	1.436,69
16	64	213	3,21	2,00	1.414,21
15	60	200	3,15	1,97	1.390,48
14	56	186	3,09	1,93	1.363,34
13	52	173	3,03	1,89	1.336,47
12	48	160	2,97	1,85	1.307,75
11	44	146	2,89	1,81	1.274,42
10	40	133	2,81	1,76	1.240,84
9	36	120	2,73	1,71	1.204,23
8	32	106	2,63	1,65	1.160,69
7	28	93	2,53	1,58	1.115,47
6	24	80	2,41	1,51	1.064,33
5	20	66	2,27	1,42	1.000,41
4	16	53	2,11	1,32	929,44
3	12	40	1,91	1,19	841,41
2	8	26	1,62	1,01	713,20
1	4	13	1,19	0,74	523,53

Per implementare più comodamente il carico in Straus7 si è deciso di applicare al modello strutturale il “termine costante” della precedente tabella ($\frac{1}{2}\rho Lc_e(z)$) avendolo prima moltiplicato per 4 m (altezza di piano) e poi affidare il resto della formula (il termine v_r^2) ad una time table costante del software, lanciando poi un’analisi dinamica lineare transitoria. In questo modo si effettua di fatto un’analisi statica e si possono integrare meglio i risultati di queste con le successive analisi dinamiche transitorie che vedono agente la componente turbolenta del vento.

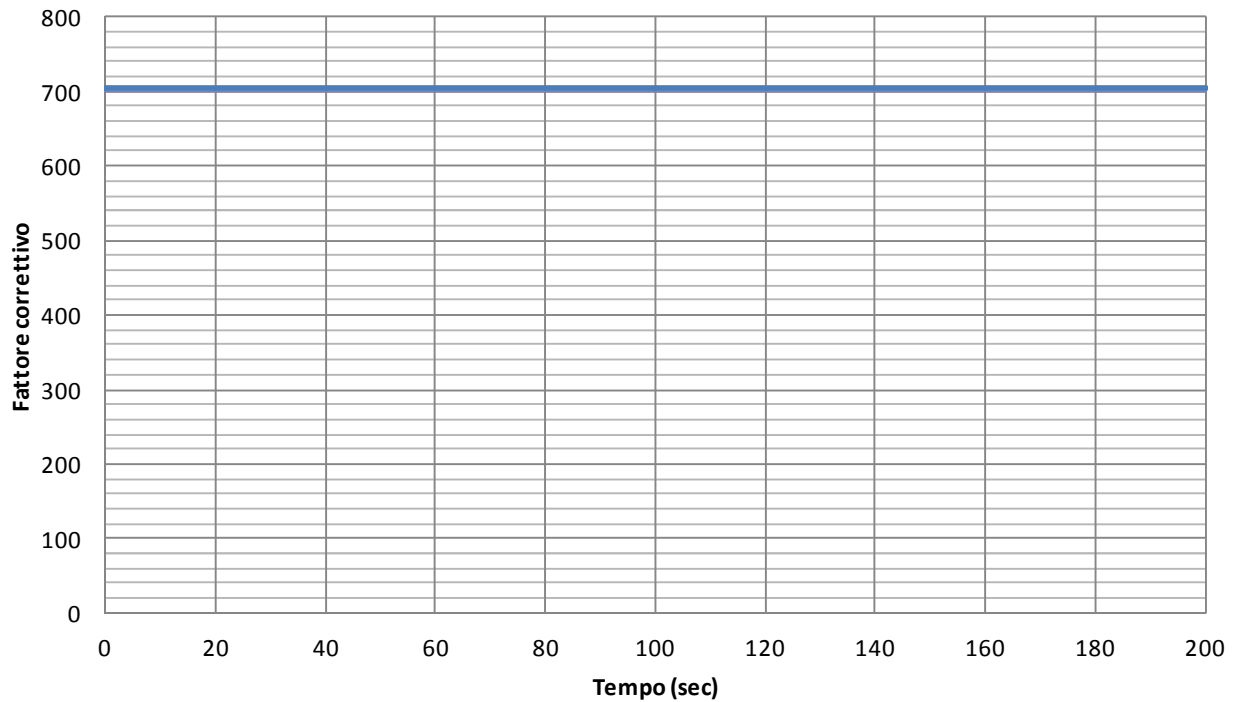


Fig. 4.5 Time-history costante per l’implementazione del carico statico dato da velocità media nelle analisi dinamiche

4.3.2. Modellazione del carico dinamico da vento

Seguendo la normativa CNR si implementa il carico dinamico introducendo nella pressione cinetica il termine di velocità turbolenta, trascurando il termine quadratico della turbolenza:

$$q(z, t) = \frac{1}{2} \rho L c_e(z) [v_r + v_t(t)]^2 = \frac{1}{2} \rho L c_e(z) [v_r^2 + 2v_r v_t(t)] \quad (4.3)$$

che fornisce la variazione nel tempo della velocità eolica e quindi della pressione cinetica, mentre l'andamento logaritmico della componente media è ancora rappresentato dal coefficiente di esposizione $c_e(z)$ secondo quanto detto al §4.3.1.

Stavolta per quanto riguarda la turbolenza si implementa il segnale $v_t(t)$ ottenuto dall'algorithmo MatLab nella Parte Terza moltiplicandolo prima per il termine $2v_r$ e ottenendo la time table seguente:

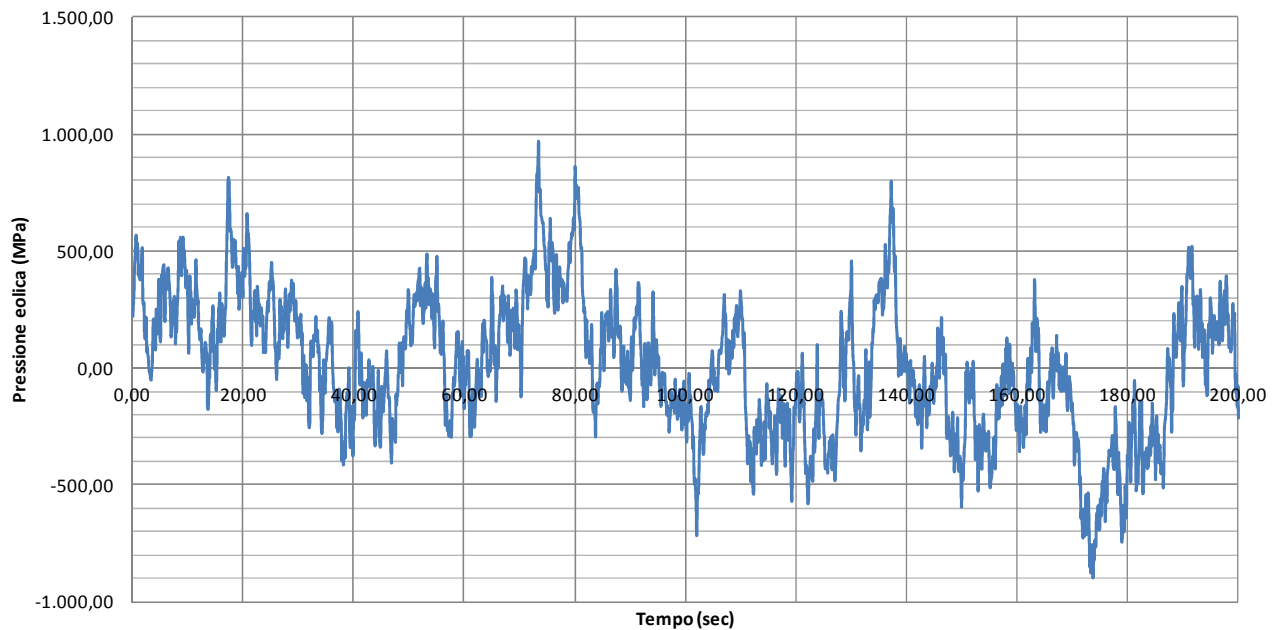


Fig. 4.6 Time-history di vento turbolento per l'implementazione dei carichi ventosi nelle analisi dinamiche

Avendo 15 storie di vento, relative ad altrettanti punti, si devono implementare 15 time table e realizzare altrettante condizioni di carico, le quali andranno combinate per ottenere la risposta dinamica ad una forzante eolica variabile in altezza complessivamente composta da una velocità media costante ad andamento logaritmico ed una componente turbolenta ad andamento aleatorio ma con media nulla.

Delle wind-histories generate, si utilizzano soltanto i primi 200 secondi per condurre le analisi dinamiche lineari sulla struttura DiaGrid, come si può vedere in figura 4.6.

4.3.3. Modellazione carichi accidentali da destinazione d'uso e da neve

I carichi in parola vengono applicati già con il loro valore fattorizzato ai piani dell'edificio; per garantirne la staticità durante l'analisi dinamica lineare vi si applica una time table costante di ampiezza unitaria.

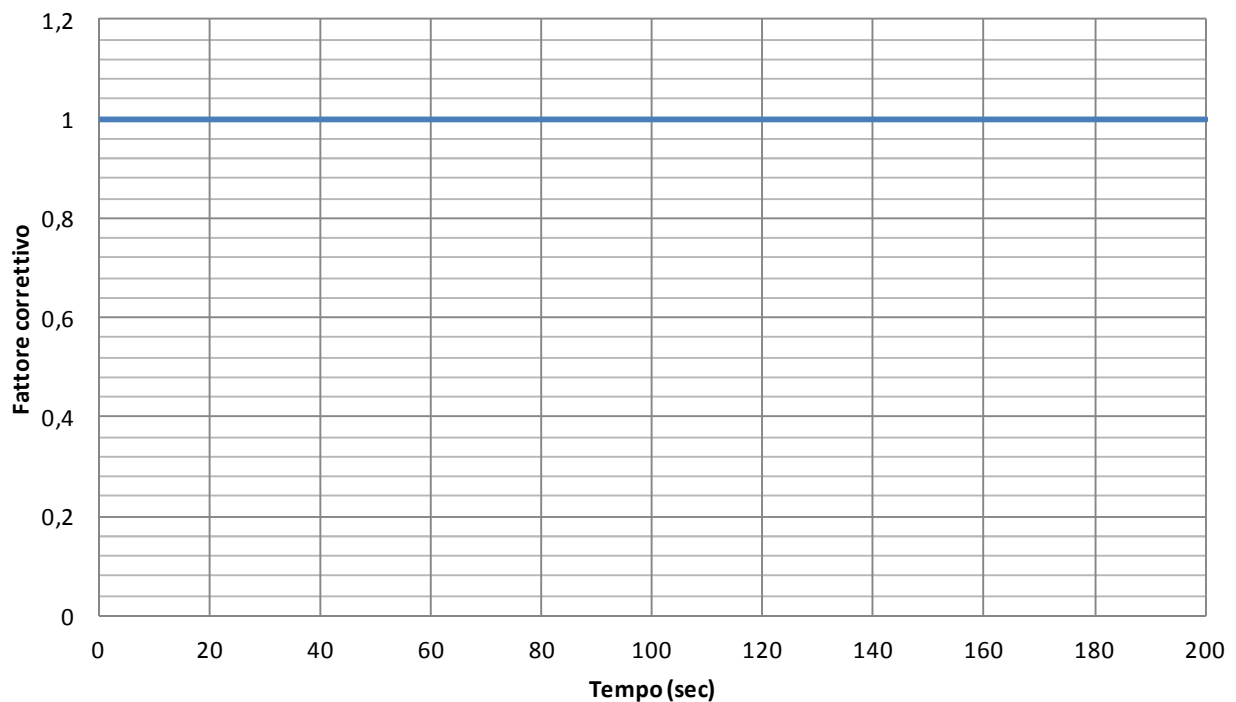


Fig. 4.7 Time-history costante per l'implementazione dei carichi statici

4.4. ANALISI STRUTTURA SENZA DISSIPATORI

4.4.1. Analisi statica

Si riporta prima la verifica EQU e poi la verifica STR facendo riferimento alla sola pressione cinetica di picco calcolata al §4.3.1.

Verifica EQU

Si assume l'edificio come un corpo rigido di dimensioni 25x25x180 m soggetto alle seguenti azioni:

- **ORIZZONTALI:** azione statica equivalente da sisma, azione del vento (sono instabilizzanti ai fini dell'equilibrio)

Ai fini della valutazione dell'entità e punto di applicazione della risultante eolica si assume la seguente funzione logaritmica di picco:

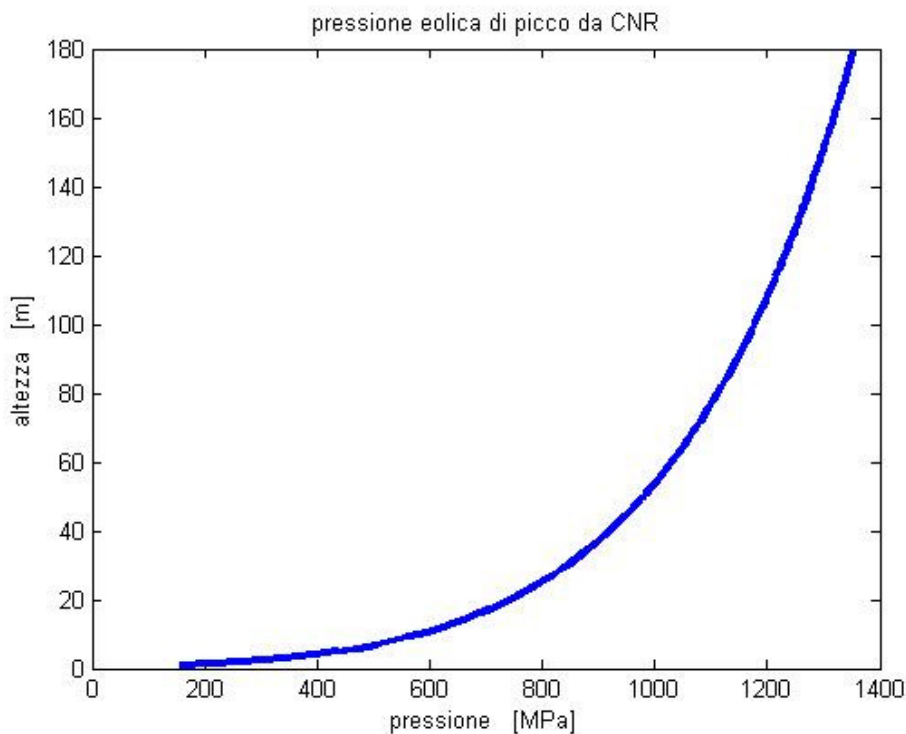


Fig. 4.8 Profilo logaritmico per l'azione eolica statica di picco

Integrandola lungo l'altezza si ottiene la risultante:

$$R = \int_0^H q(z) dz = \int_0^H \frac{1}{2} \rho L c_e(z) v_r^2 dz = 4,83 \cdot 10^5 \text{ kgf}$$

mentre moltiplicandola per z e integrandola successivamente si ottiene il momento rispetto alla base dell'edificio:

$$M_{V,base} = \int_0^H q(z) \cdot z dz = \int_0^H \frac{1}{2} \rho L c_e(z) \cdot z \cdot v_r^2 dz = 4,89 \cdot 10^7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Per quanto riguarda l'azione sismica si assume la formula delle NTC 2008 per valutare l'azione statica equivalente globale agente su un edificio di massa m :

$$F_h = \lambda \frac{W_{tot}}{g} S_e(T_1) = 1 \cdot 2,652 \cdot 10^7 \cdot 0,055 = 1.410.000 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Il momento ribaltante dato dall'azione sismica equivalente vale:

$$M_{S,base} = F_h \cdot \frac{2}{3} H = 169.112.592 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

In totale il momento ribaltante risulta essere, seguendo la fattorizzazione dei carichi imposta dalle NTC 2008:

$$M_{rib} = 1,5 \cdot (M_{S,base} + M_{V,base}) = 3,27 \cdot 10^8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

- VERTICALI: carichi accidentali, neve, permanenti (sono stabilizzanti ai fini dell'equilibrio)

I permanenti danno un contributo di momento stabilizzante pari a:

$$M_{P,stab} = m \cdot 9,81 \cdot \frac{B}{2} = 3,142 \cdot 10^9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

I carichi accidentali di piano ed il carico neve vengono trascurati in quanto la Normativa impone questo approccio per operare a favore di sicurezza.

Il momento stabilizzante totale risulta essere:

$$M_{stab} = 0,9 \cdot M_{P,stab} = 2,83 \cdot 10^9 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

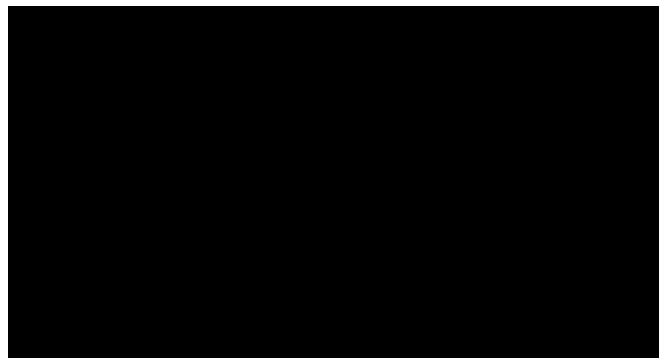
Si può notare che la verifica è soddisfatta in quanto:

$$M_{stab} > M_{rib}$$

Verifica STR

Si riportano i risultati dell'analisi lineare statica all'azione del vento e del sisma in termini di spostamento e accelerazione in sommità e di sollecitazioni nelle membrature diagonali di base (le più sollecitate). La combinazione di carico utilizzata prevede come azione accidentale prevalente (amplificata del fattore 1,5) il vento costante, trascurando la turbolenza:

Tabella 4.4 Combinazione di carico calcolata



Si riportano le sollecitazioni assiali nelle membrature e nel nucleo, sotto i valori di snervamento per i due materiali:

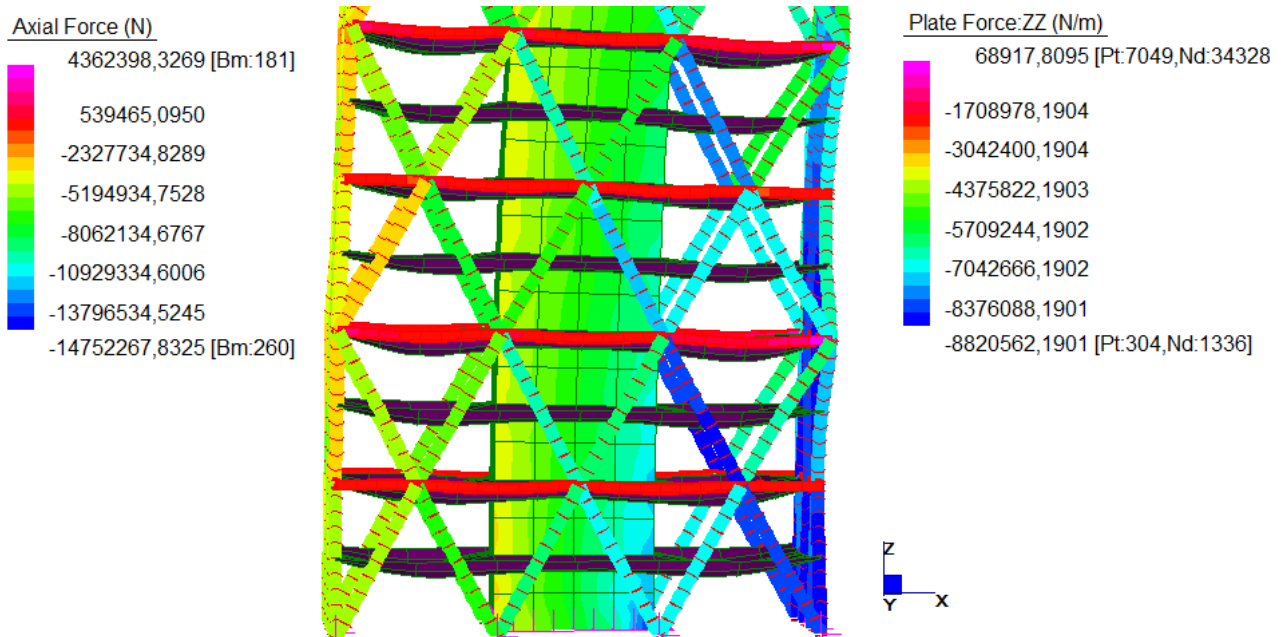


Fig. 4.9 Sforzi assiali nei diagonali e sollecitazioni membranali verticali nel nucleo

Gli spostamenti in sommità sono verificati:

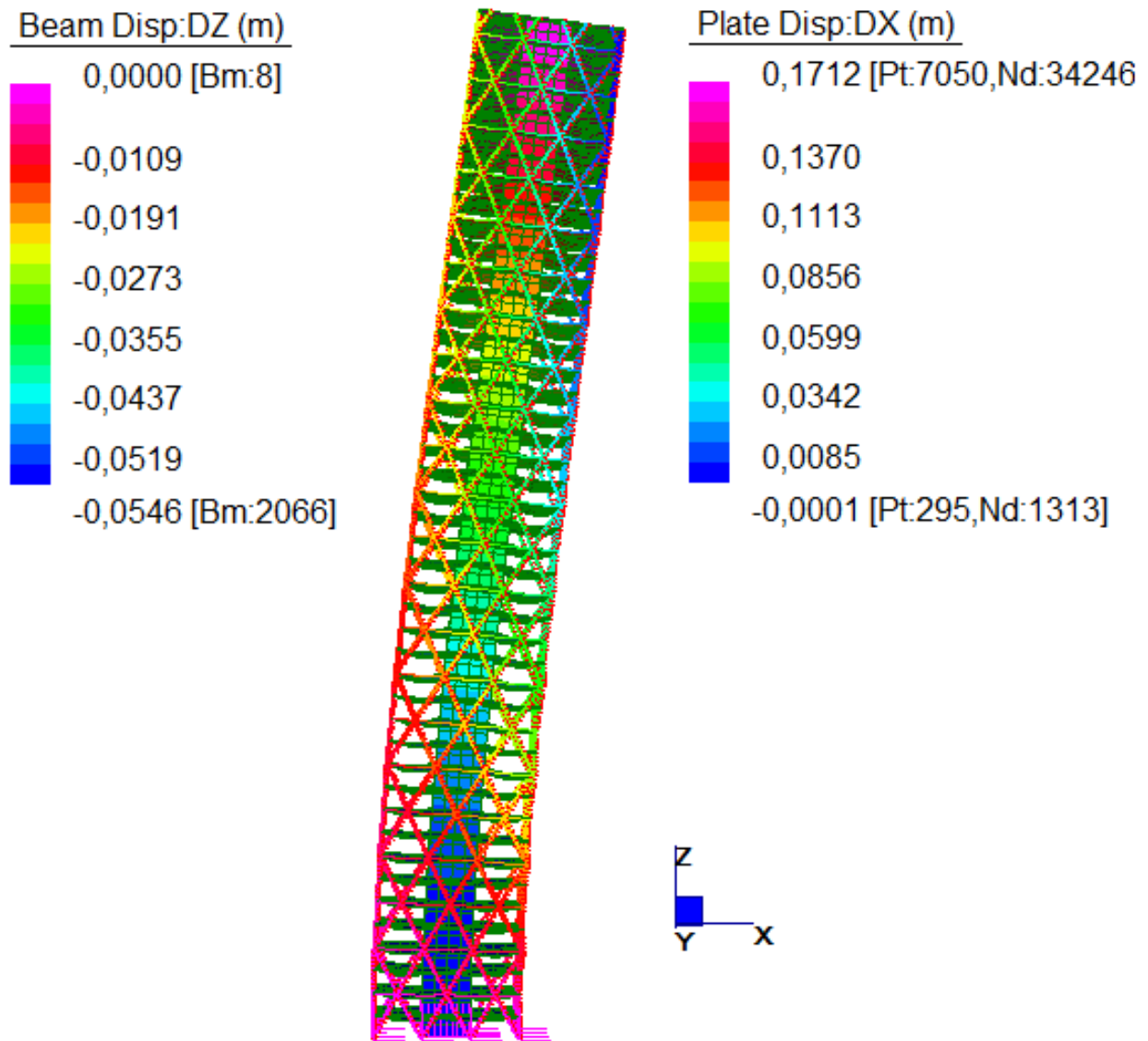


Fig. 4.10 Spostamenti verticali e orizzontali per azione eolica statica di picco

Infatti sono inferiori al limite di freccia di progetto previsto dalle NTC 2008:

$$f_{lim} = H/500 = 0,36 \text{ m}$$

4.4.2. Analisi modale

Si riportano nel seguito i primi quattro modi di vibrare della struttura ed il listato di Straus7 contenente la percentuale di massa movimentata da ogni modo e le frequenze modali in Hertz. Nel listato vengono evidenziati i modi di vibrare che incidono maggiormente sulla risposta dinamica della struttura (cioè quelli che movimentano la maggior parte della massa strutturale, almeno l'85% secondo le NTC2008).

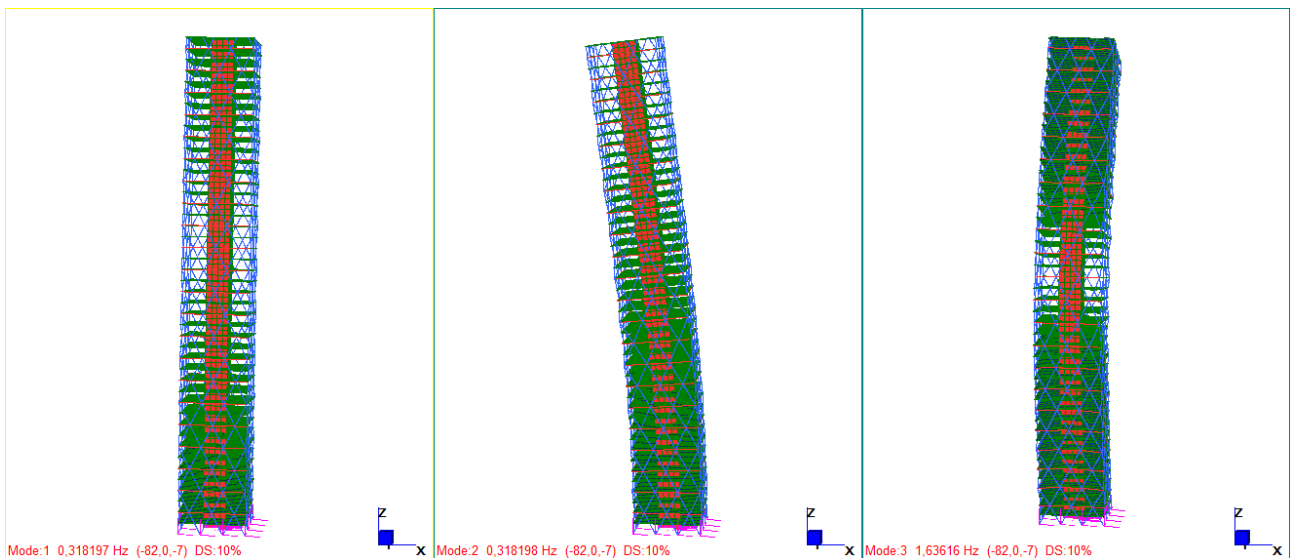


Fig. 4.11 Modi 1,2 e 3

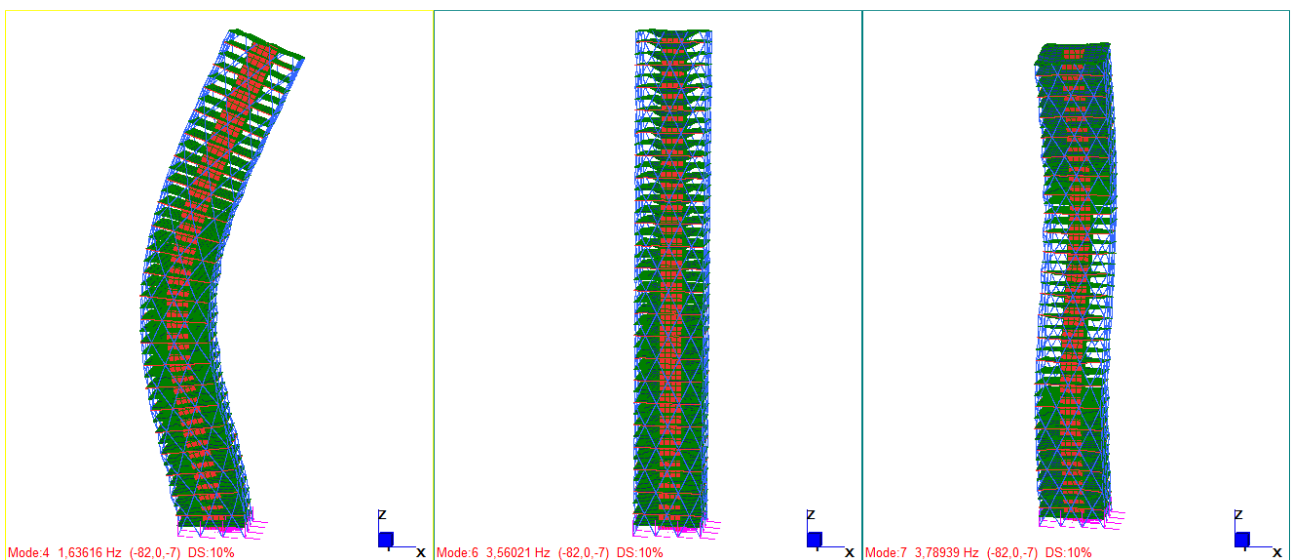


Fig. 4.12 Modi 4,6 e 7

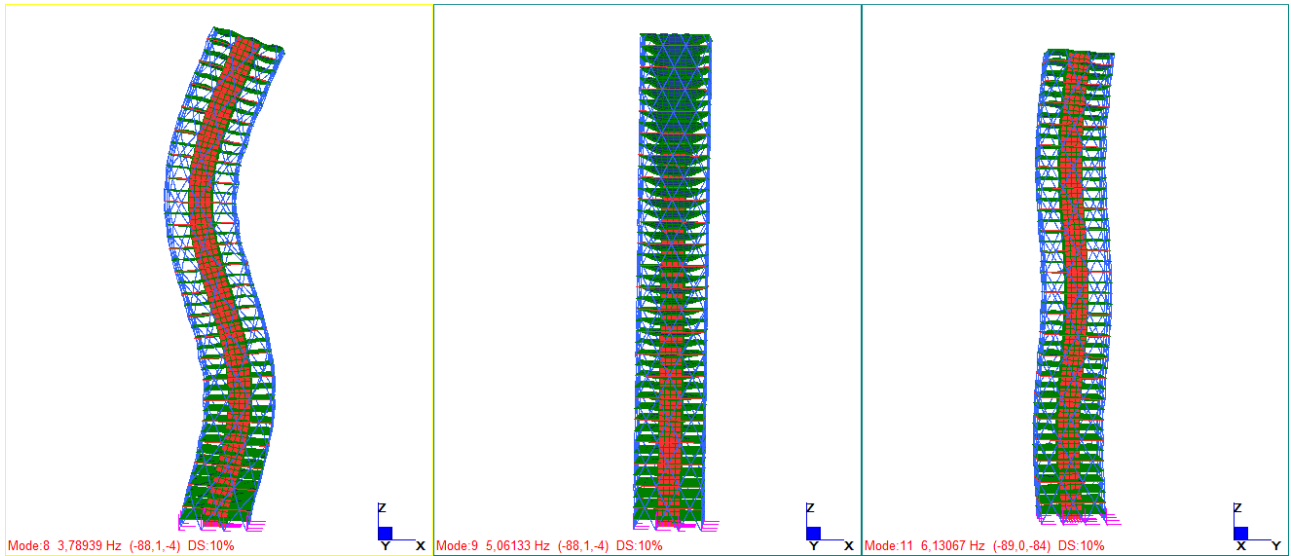


Fig. 4.13 Modi 8,9 e 11

MODE PARTICIPATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF*
1	3.182E-01	6.789E+06	20.584
2	3.182E-01	6.789E+06	21.144
3	1.636E+00	8.093E+06	7.151
4	1.636E+00	8.093E+06	6.452
5	1.783E+00	9.203E+06	0.000
6	3.560E+00	6.425E+06	24.837
7	3.789E+00	8.435E+06	2.414
8	3.789E+00	8.435E+06	1.831
9	5.061E+00	6.626E+06	1.933
10	5.311E+00	8.349E+06	0.000
11	6.131E+00	3.969E+06	1.535
12	6.131E+00	3.969E+06	0.432
13	7.038E+00	7.626E+05	1.466
14	7.392E+00	4.283E+05	0.209
15	7.442E+00	3.958E+05	0.067

16	7.458E+00	3.885E+05	0.031
17	7.465E+00	3.914E+05	0.016
18	7.468E+00	3.780E+05	0.009
19	7.470E+00	8.833E+04	0.000
20	7.470E+00	8.900E+04	0.087
21	7.470E+00	3.770E+05	0.006
22	7.472E+00	3.458E+05	0.003
23	7.473E+00	3.193E+05	0.001
24	7.473E+00	3.633E+05	0.000
25	7.492E+00	1.958E+05	0.016
26	7.494E+00	2.085E+05	0.007
27	7.536E+00	1.192E+05	0.000
28	7.539E+00	2.150E+05	0.000
29	7.542E+00	1.482E+05	0.001
30	7.544E+00	1.052E+05	0.009

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS 90.244

* Excitation direction: (1.0000 1.0000 1.0000)

4.4.3. Analisi dinamica lineare transitoria

Per prima cosa si è effettuata un'analisi dinamica della struttura soggetta ad un carico eolico con componente turbolenta assunta uguale per tutta l'altezza. In questa maniera l'intera velocità media, con distribuzione logaritmica, fluttua nel tempo secondo la componente turbolenta. Di seguito si riportano le time-history di spostamento orizzontale, verticale e accelerazione orizzontale in sommità.

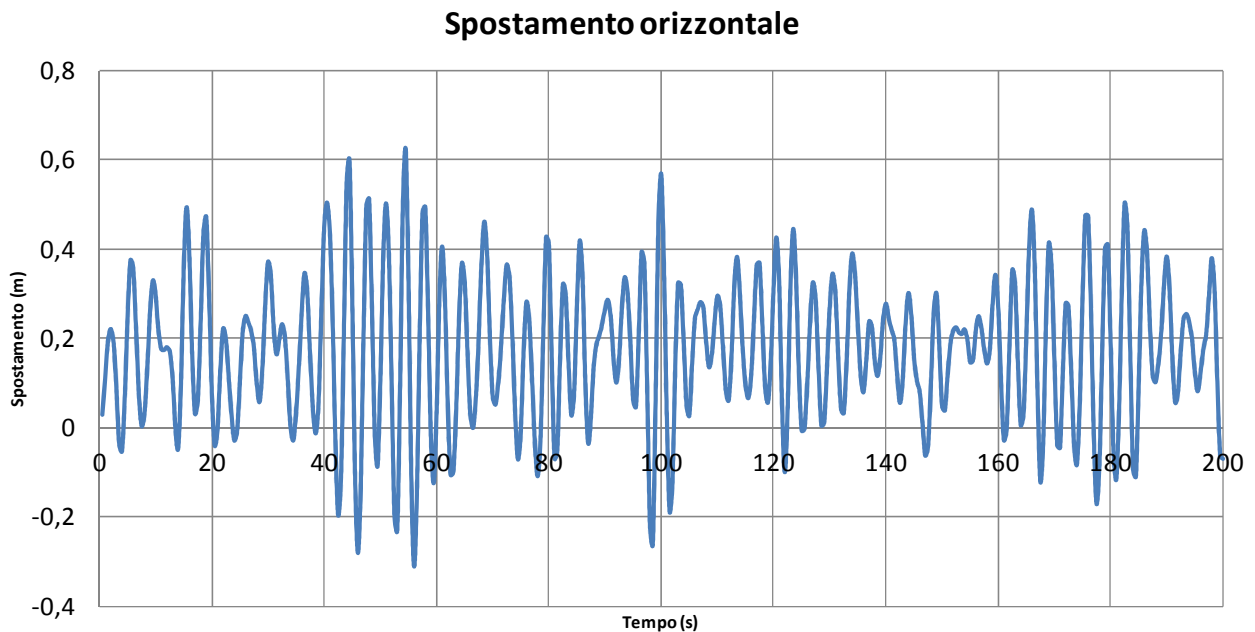


Fig. 4.14 Spostamento orizzontale in sommità per una wind-history

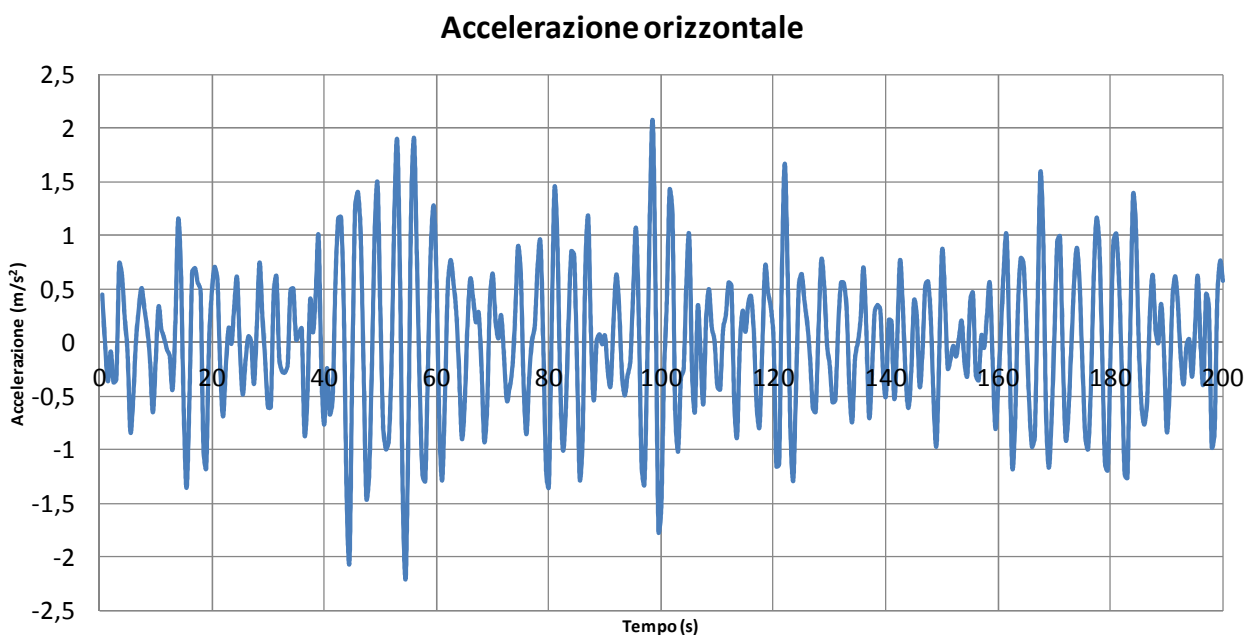


Fig. 4.15 Accelerazione orizzontale in sommità per una wind-history

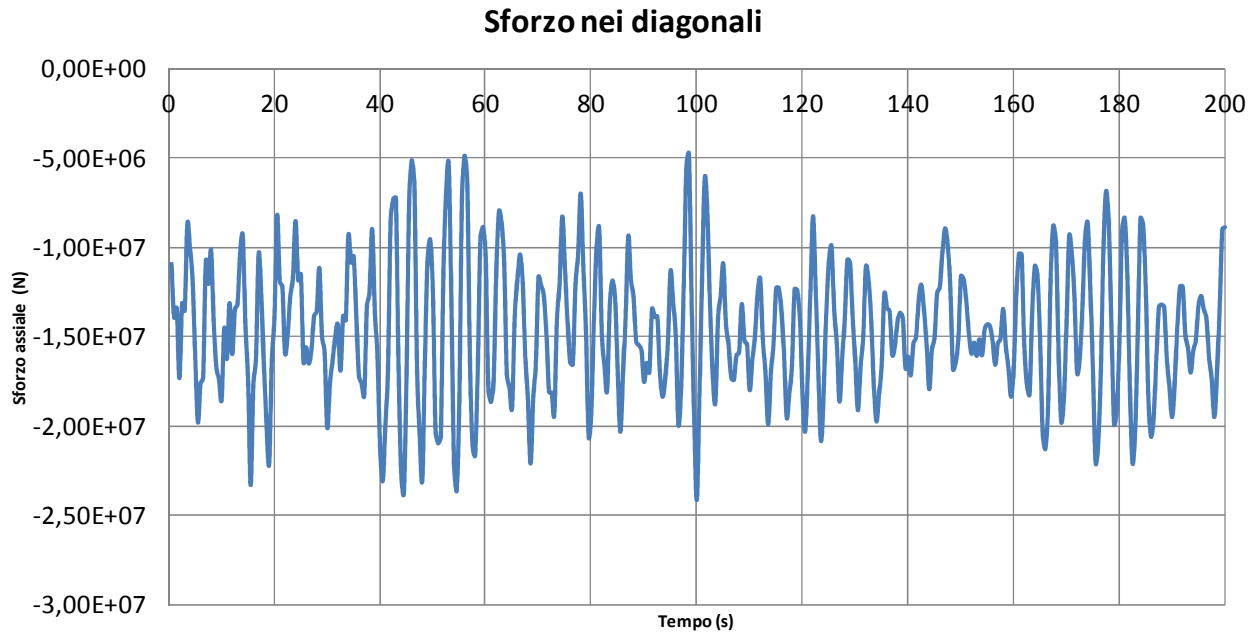


Fig. 4.16 Sforzo normale nei diagonali compressi

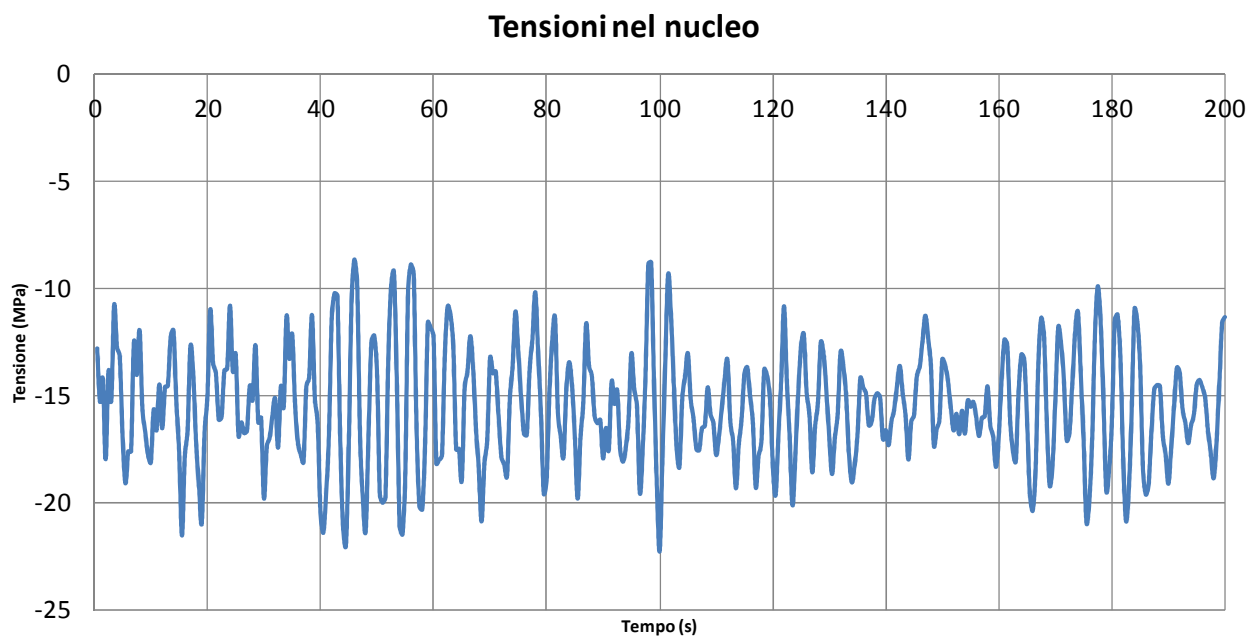


Fig. 4.17 Tensioni di compressione verticali nel nucleo

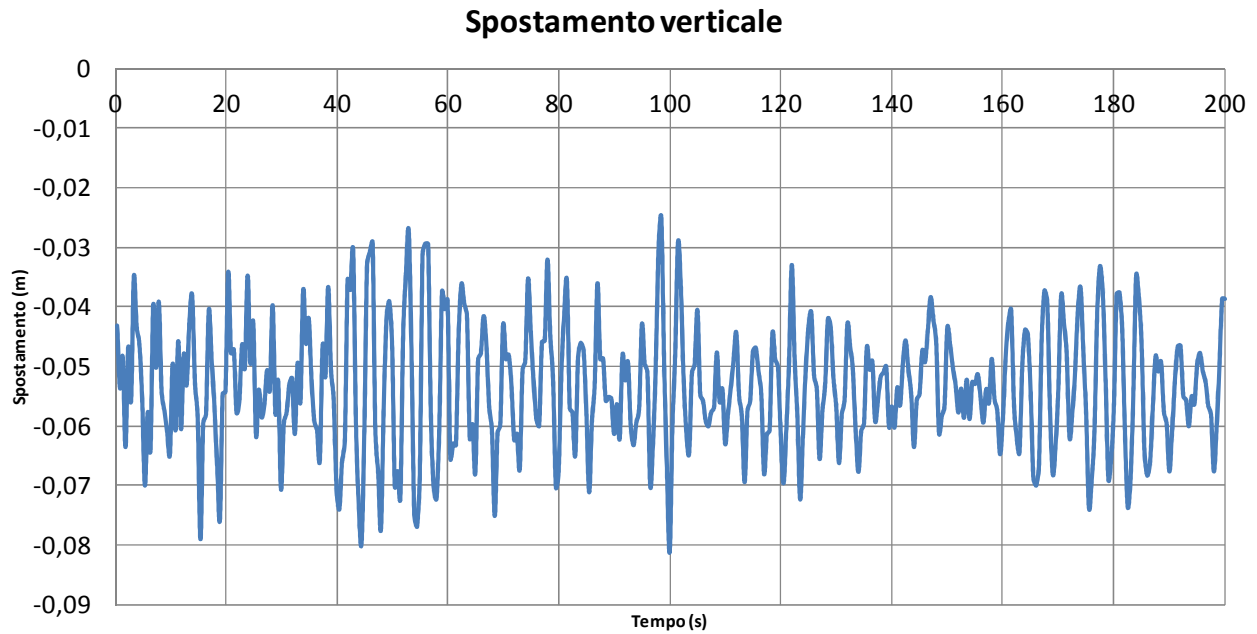


Fig. 4.18 Spostamento verticale in sommità per una wind-history

Si può notare periodicamente un fenomeno di amplificazione della risposta strutturale, detta “battimento”, sintomo di interazione dinamica tra la forzante eolica e la struttura stessa.

Se confrontiamo le time-history precedenti con quelle ottenute dall’analisi dinamica transitoria per l’azione eolica variabile in altezza secondo le 15 wind-histories generate si nota una notevole riduzione di accelerazioni e spostamenti in sommità, unita ad un considerevole abbattimento dell’interazione dinamica tra struttura e vento; i battimenti sono, infatti, praticamente assenti. Si possono notare lievi fenomeni di battimento osservando la risposta in termini di accelerazione orizzontale in sommità, dove è presente qualche picco di risposta.

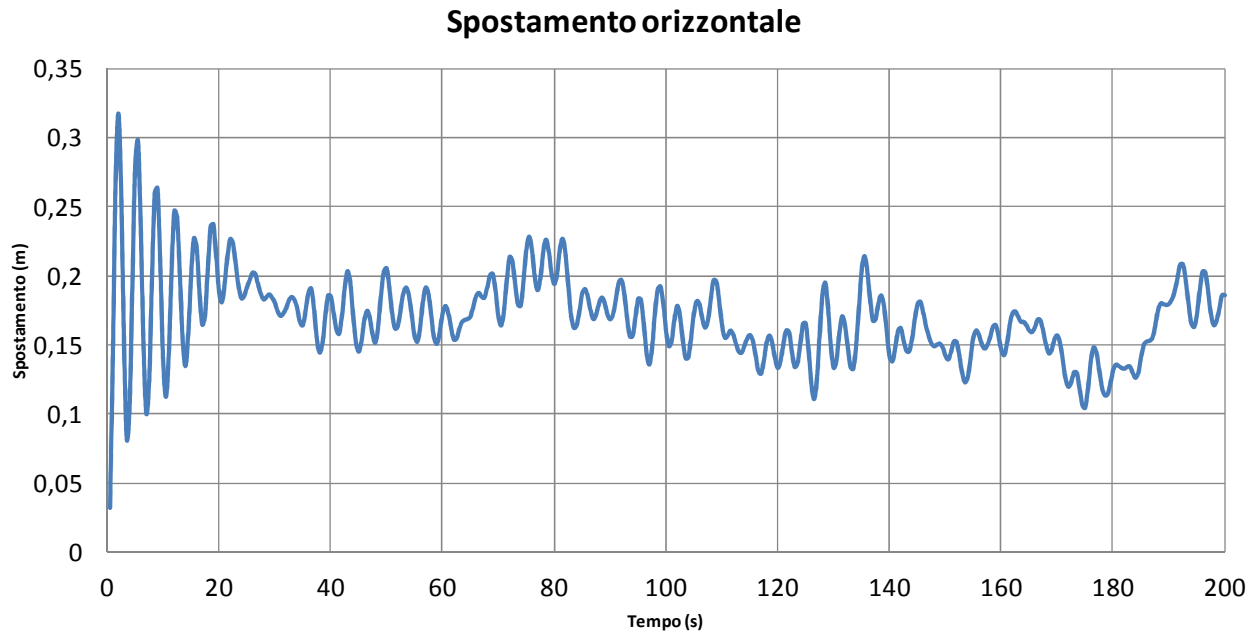


Fig. 4.19 Spostamento orizzontale in sommità per 15 wind-histories

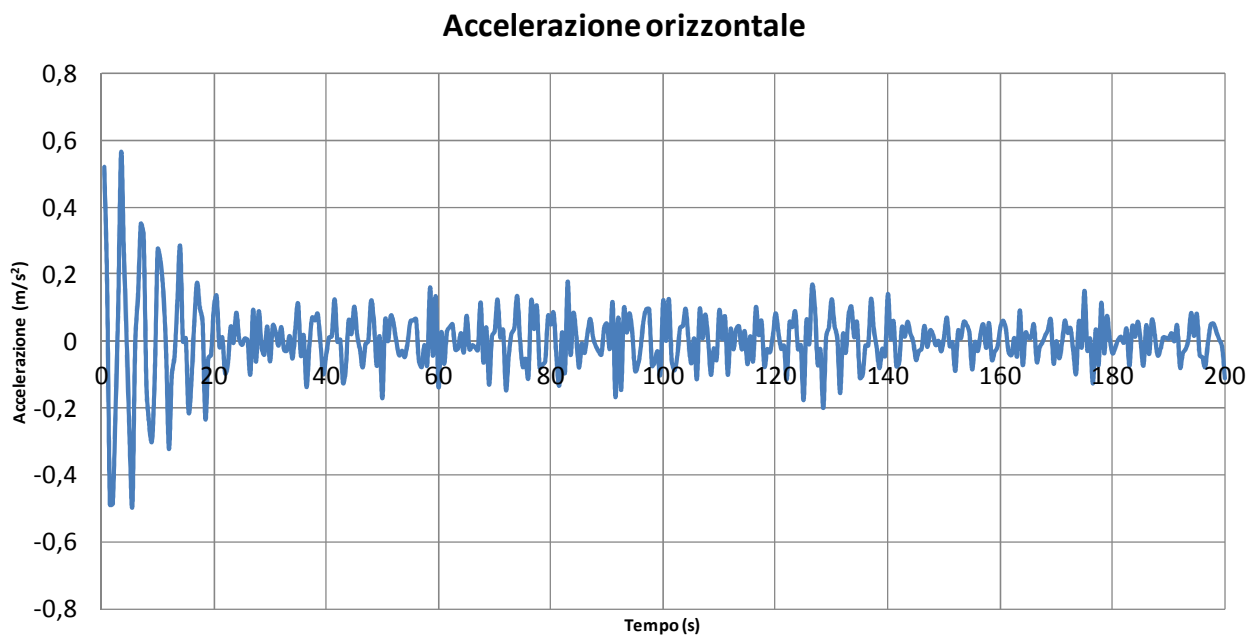


Fig. 4.20 Accelerazione orizzontale in sommità per 15 wind-histories

Lo spostamento verticale, fondamentale per l'attivazione dei dissipatori, risulta essere:

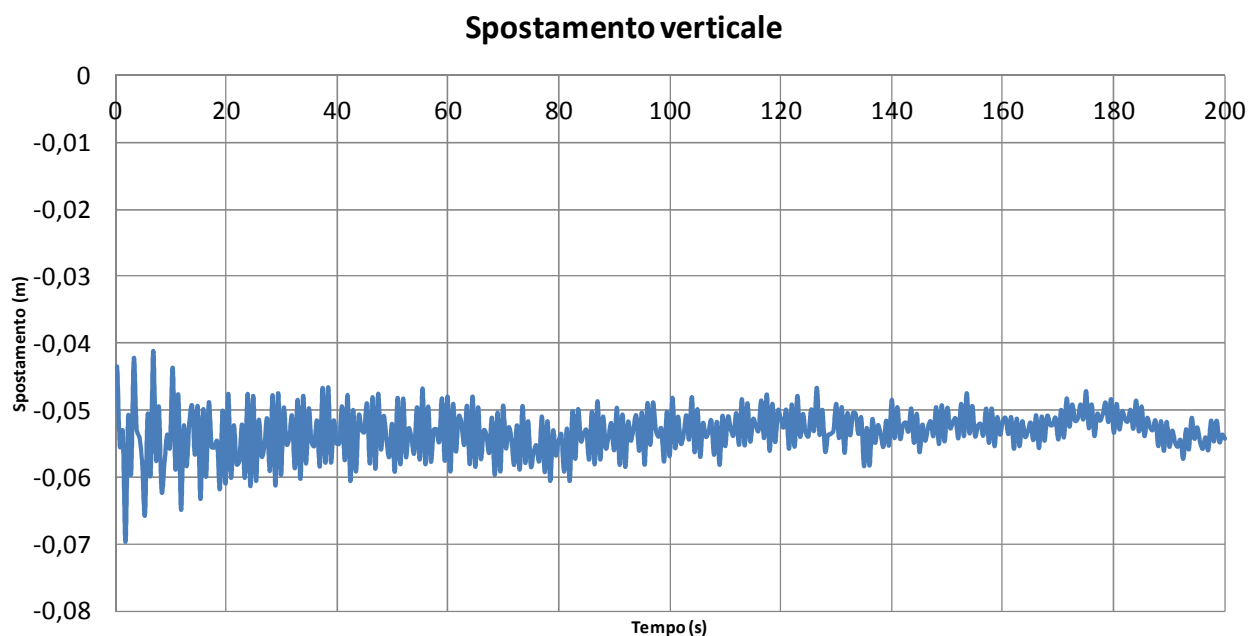


Fig. 4.21 Spostamento verticale in sommità per 15 wind-histories

Si deduce quindi che assumere una sola wind-history sia a favore di sicurezza, portando a sovradimensionare gli elementi strutturali di esoscheletro (per irrigidire la struttura) o i dispositivi dissipativi al fine di ridurre le accelerazioni ed eventuali fenomeni di battimento.

Identiche considerazioni si possono effettuare in relazione agli sforzi assiali sulle membrature diagonali alla base dell'edificio.

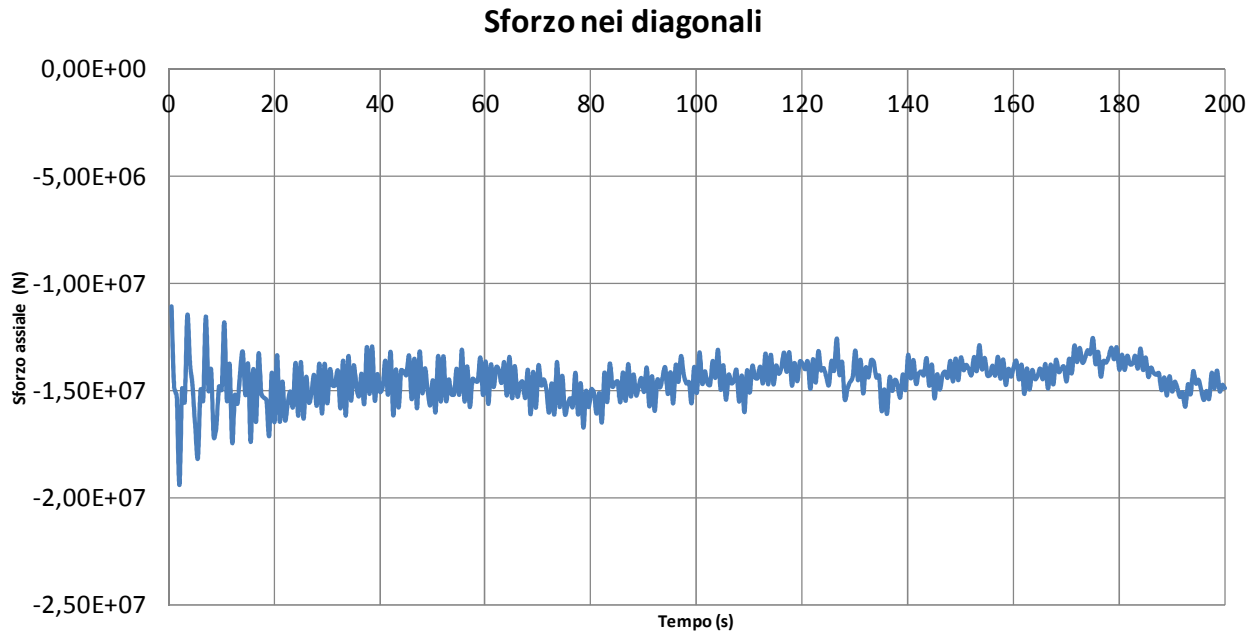


Fig. 4.22 Sollecitazione assiale nei diagonali compressi per 15 wind-histories

Per quanto riguarda il nucleo, esso risulta interamente compresso per quasi tutta la sua altezza e lievemente in trazione ai piani alti (anche se in entità minima). Alla base presenta tensioni di compressione:

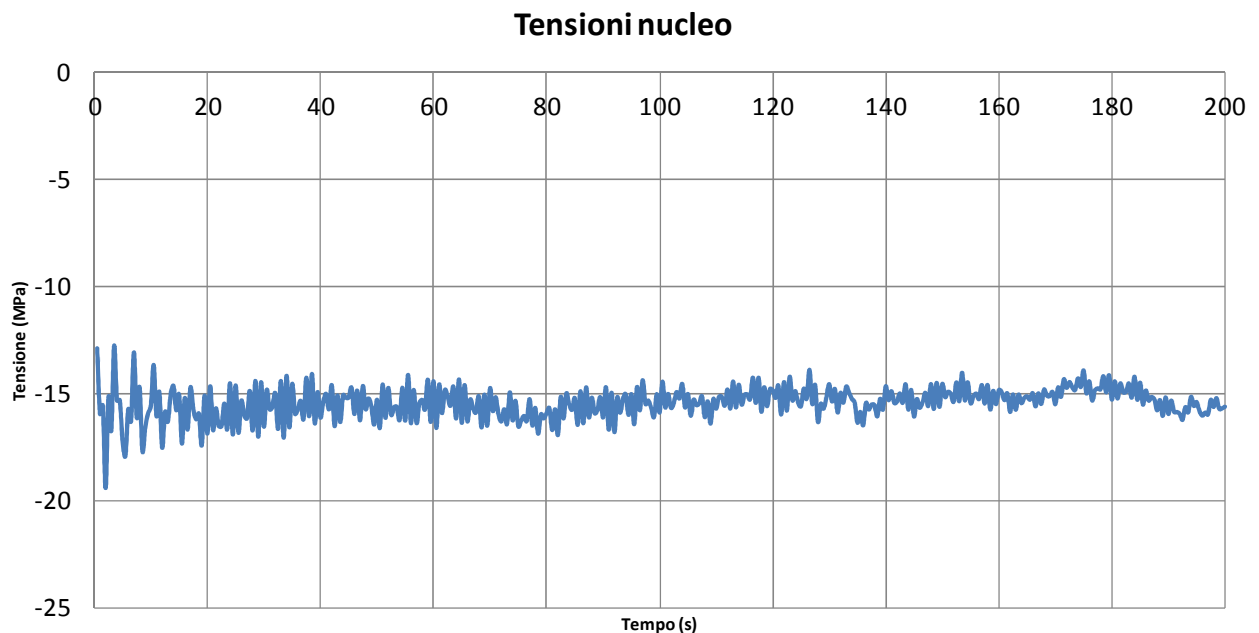


Fig. 4.23 Tensioni di compressione nel nucleo per 15 wind-histories

4.5. ANALISI STRUTTURA CON DISSIPATORI VERTICALI

4.5.1. Progetto e disposizione dei dissipatori

I dispositivi di dissipazione in strutture a telaio con trasmissione di momento vengono di solito disposti in diagonale per ogni piano, come un tradizionale controvento rigido, in maniera continua dalla fondazione alla sommità dell'edificio. Questa disposizione risulta la più efficiente in quanto gli spostamenti di interpiano sono entità sufficiente ad attivare i dispositivi dissipativi in parola. Nel nostro caso il comportamento della struttura sotto carichi orizzontali è molto vicino a quello di una mensola, causa l'esoscheletro reticolare che risulta estremamente rigido; conseguentemente gli spostamenti orizzontali di interpiano sono molto ridotti e quindi siamo impossibilitati a farvi affidamento. Per poter avere spostamenti tali da attivare i dissipatori è necessario disporre questi ultimi in verticale, cercando di sfruttare la rotazione dei piani, e collegarli a cavi metallici pretensionati in modo tale da mantenerli attivi su ogni lato dell'edificio durante l'inflessione dello stesso (sia sul lato che vede un allungamento del cavo sia su quello che ne vede l'accorciamento). Se la pretensione non fosse presente i cavi che subiscono un accorciamento durante l'inflessione dell'edificio, non funzionerebbero in quanto privi di rigidità assiale a compressione. Vengono disposti tre trefoli $\phi 4$ per ogni angolo della pianta, disposti in serie lungo l'altezza dell'edificio; come disegnati in giallo nella figura seguente.

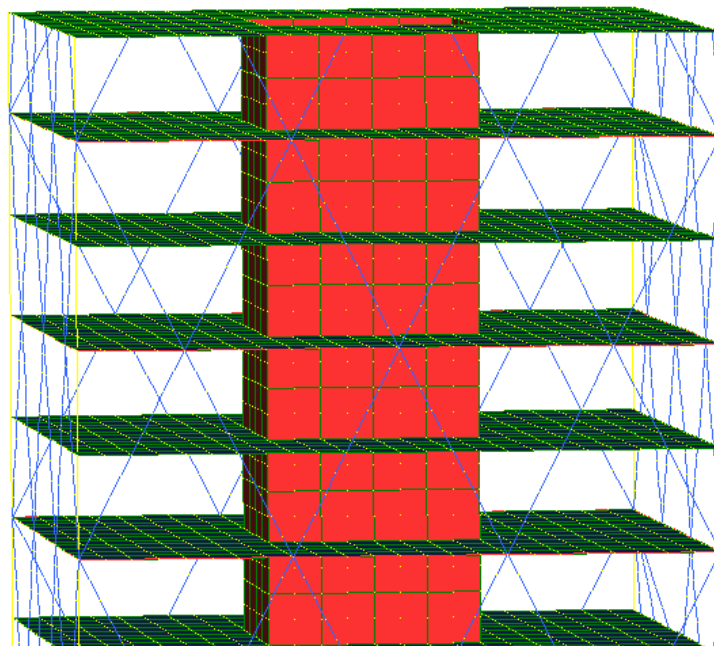


Fig. 4.24 Disposizione dissipatori verticali sugli angoli dell'edificio

La disposizione ed il numero dei cavi da utilizzare non è casuale; infatti se si fa riferimento alla figura precedente che mostra i modi di vibrare flessionali della struttura si può notare che disporre un cavo con un solo dissipatore può portare ad assorbire soltanto le vibrazioni relative al primo modo di vibrare in quanto nel caso dei modi superiori, che presentano diversi flessi della curva di inflessione, la deformazione nel dissipatore può risultare minima se non nulla (dato che il singolo cavo si estende e si accorcia a fasi alterne pari), rendendo inefficace la soluzione.

I modi di vibrare che movimentano la maggiore parte della massa strutturale sono quelli che prevedono fino a tre flessi deformativi; se ne prevedono quindi tre, dotati di un dissipatore VE ognuno, collegati in serie per ogni angolo della pianta dell'edificio.

Una disposizione di questo tipo ha il vantaggio di non alterare sensibilmente la rigidezza del sistema né tantomeno la massa, a fronte di un fenomeno di concentrazione delle tensioni negli spigoli di quei solai che rappresentano le estremità di ancoraggio dei cavi, come evidenziato nella figura seguente dal cerchio rosso.

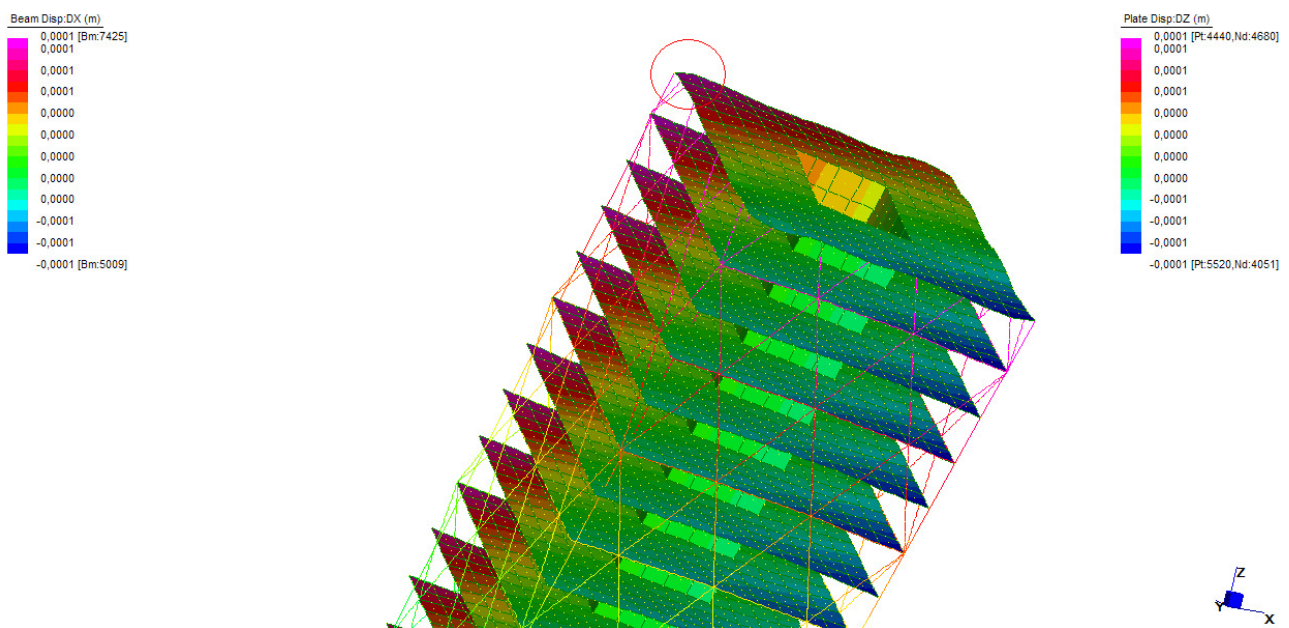


Fig. 4.25 Effetto della pretensione sulle estremità delle solette di piano

Per quanto riguarda il dimensionamento dei dispositivi dissipativi, causa la totale assenza di metodologie progettuali in letteratura per il caso in esame (le uniche metodologie disponibili fanno riferimento a controventi dissipativi), si opta per una procedura teorica iterativa con cui si cerca di studiare le caratteristiche di smorzamento critico di un oscillatore semplice elastico-viscoso lineare equivalente,

cioè avente massa e rigidità analoghe a quelle dell'edificio considerato. In questo modo si cerca di valutare i valori di rigidità e smorzamento minimi da dare ai dispositivi per garantire un grado di smorzamento che sia realistico e al tempo stesso sufficiente a limitare accelerazioni e spostamenti in sommità.

La procedura si basa essenzialmente su questi punti:

- Massa: viene valutata dal software in automatico $m = 2,944 \cdot 10^7 kg$
- Analisi modale: per il primo modo di vibrare (che è il principale modo attivato dalla forzante eolica e presenta una deformata a mensola) si valuta la frequenza naturale $n = 0,318 Hz$ e da questa si ottiene la frequenza circolare $\omega = 2\pi n = 2\pi \cdot 0,318 = 2 rad/s$

Questo passaggio è importante in quanto consente di studiare con sufficiente approssimazione il comportamento dell'intero edificio tramite un oscillatore semplice equivalente, dato che si tengono conto delle proprietà dinamiche lineari della struttura.

- Rigidità equivalente: dalla ben nota relazione $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ che lega frequenza circolare, rigidità e massa di un oscillatore semplice elastico-viscoso lineare si ottiene la rigidità equivalente $k = \omega^2 \cdot m = 2,977 \cdot 10^8 N/m$

Ora che abbiamo ottenuto tutte le proprietà dell'oscillatore semplice equivalente possiamo valutare il suo smorzamento critico con la relazione $c_{crit} = 2m\omega = 1,87 \cdot 10^8 Ns/m$.

Infine imponendo un rapporto di smorzamento realistico pari a $\xi = \frac{c}{c_{crit}} = 0,3$ si ottiene lo smorzamento minimo da fornire al sistema:

$$c_{min} = c_{crit} \cdot \xi = 5,62 \cdot 10^7 Ns/m$$

Il reale smorzamento che i dissipatori esercitano sulla struttura sarà inferiore al valore fissato per via teorica in quanto entrano in gioco altri fenomeni di dissipazione dell'energia internamente ai dissipatori ed alla struttura.

4.5.2. Analisi statica

In questa sede l'analisi statica viene omessa in quanto la condizione di carico ed il comportamento strutturale non variano apprezzabilmente dal caso di struttura senza dissipatori già esaminata al §4.4.1. I dispositivi in parola non danno, infatti, significativi incrementi di rigidezza alla struttura, quindi non ne influenzano la risposta alle azioni in campo statico.

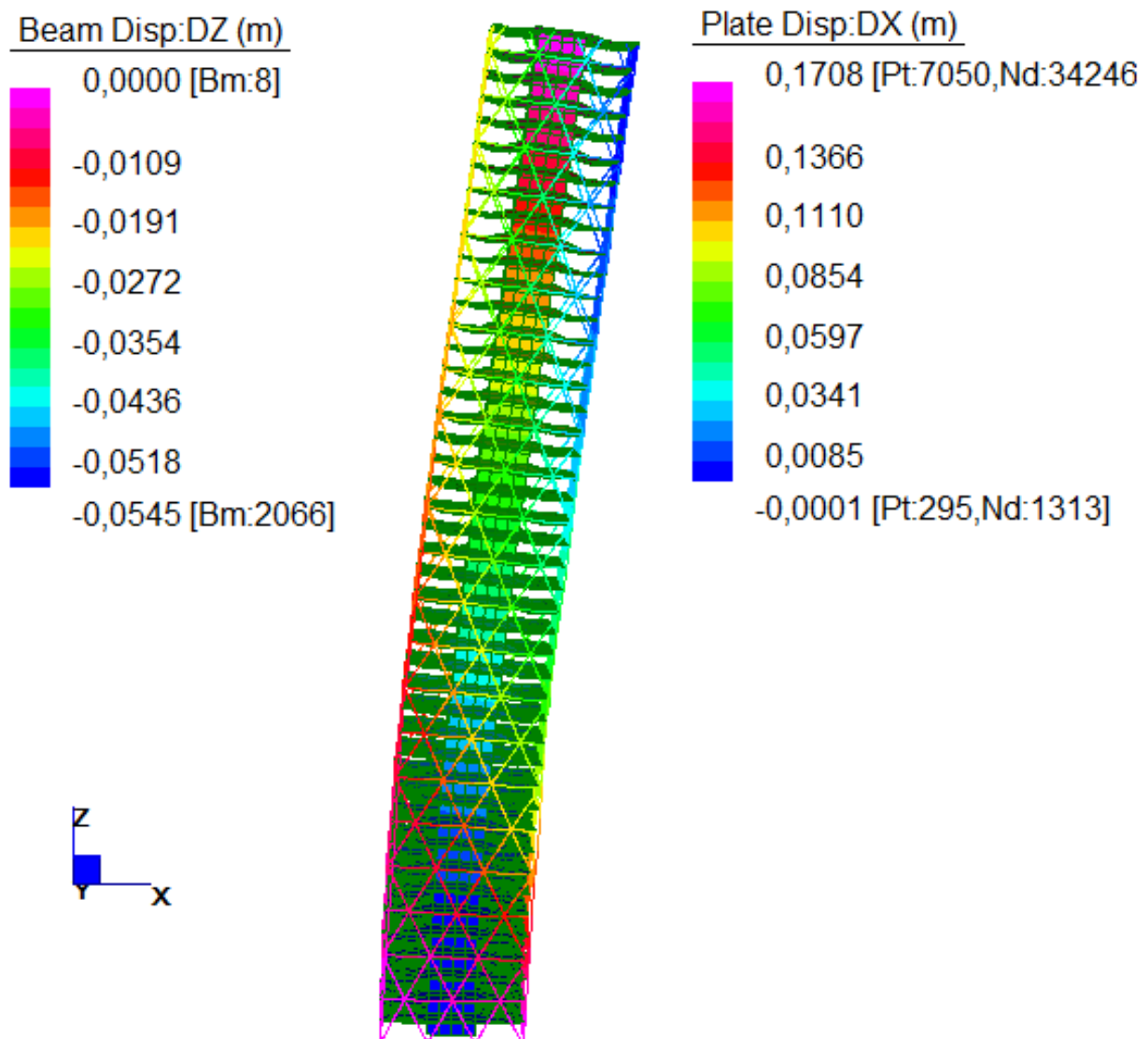


Fig. 4.26 Spostamenti orizzontali e verticali in sommità

Si riporta nel seguito il livello di sollecitazione sui cavi dissipativi:

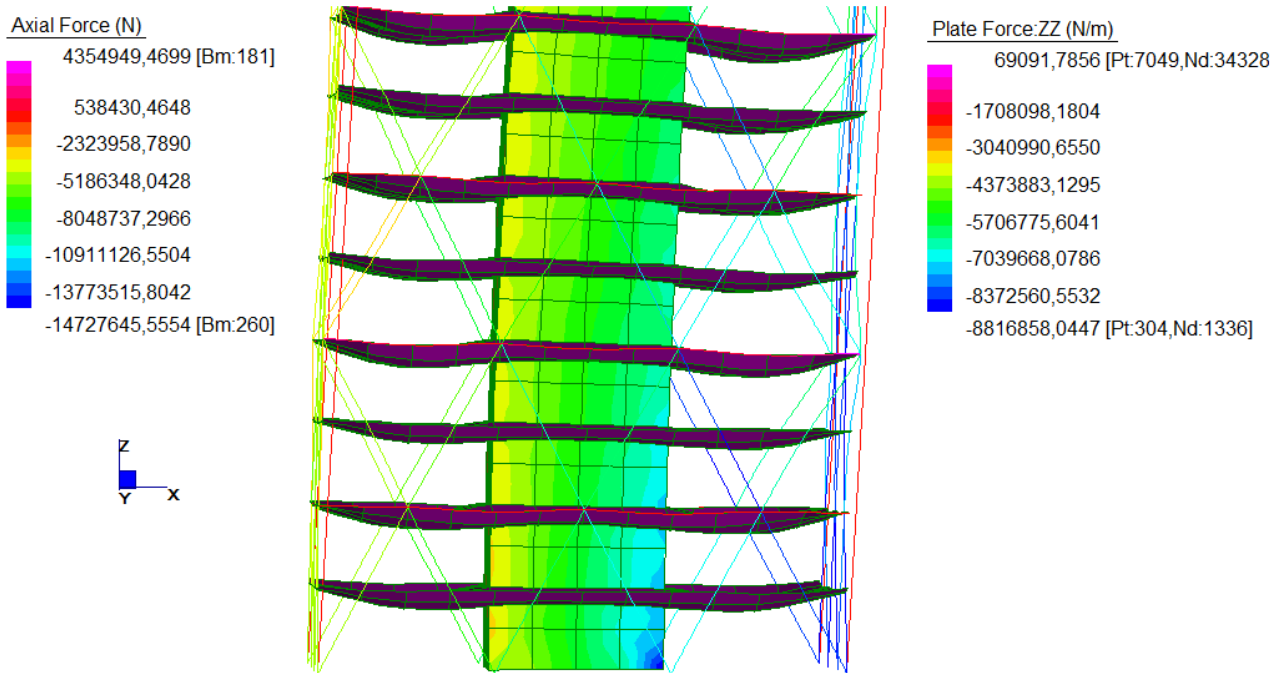


Fig. 4.27 Sollecitazioni membranali su diagonali e nucleo

Le sollecitazioni assiali sui cavi dissipativi risultano essere maggiori per i cavi sul lato teso dell'edificio-mensola alla base dello stesso, dove momento e curvatura sono maggiori (e quindi è maggiore la rotazione degli impalcati e quindi gli spostamenti verticali dei nodi di ancoraggio).

Si può notare in tabella 4.5 e 4.6 il livello di sforzo assiale negli elementi sul lato teso, in giallo, e sul lato compresso, in blu, per diversi livelli di pretensione dei cavi dissipativi. Osservando tali valori si nota che i cavi sul lato compresso non risultano più tesi, nemmeno per valori di pretensione oltre i 30 kN, dimostrando che la soluzione è inefficace a meno di utilizzare elementi con rigidità assiale a compressione non nulla (bracci dissipativi tradizionali).

Tabella 4.5 Sforzo assiale sui cavi dissipativi per pretensione di 5 kN

Element	Shear Force 1 (N)	Bending Moment 1 (N.m)	Shear Force 2 (N)	Bending Moment 2 (N.m)	Axial Force (N)	Torque (N.m)
Beam 7413: End 1	0	0	0	0	879,5	0
Beam 7413: End 2	0	0	0	0	879,5	0
Beam 7414: End 1	0	0	0	0	-8227,5	0
Beam 7414: End 2	0	0	0	0	-8227,5	0
Beam 7415: End 1	0	0	0	0	-21659,4	0
Beam 7415: End 2	0	0	0	0	-21659,4	0
Beam 7416: End 1	0	0	0	0	879,5	0
Beam 7416: End 2	0	0	0	0	879,5	0
Beam 7417: End 1	0	0	0	0	-8227,5	0
Beam 7417: End 2	0	0	0	0	-8227,5	0
Beam 7418: End 1	0	0	0	0	-21659,4	0
Beam 7418: End 2	0	0	0	0	-21659,4	0
Beam 7419: End 1	0	0	0	0	7322,1	0
Beam 7419: End 2	0	0	0	0	7322,1	0
Beam 7420: End 1	0	0	0	0	17941,0	0
Beam 7420: End 2	0	0	0	0	17941,0	0
Beam 7421: End 1	0	0	0	0	31598,3	0
Beam 7421: End 2	0	0	0	0	31598,3	0
Beam 7422: End 1	0	0	0	0	7322,1	0
Beam 7422: End 2	0	0	0	0	7322,1	0
Beam 7423: End 1	0	0	0	0	17941,0	0
Beam 7423: End 2	0	0	0	0	17941,0	0
Beam 7424: End 1	0	0	0	0	31598,3	0
Beam 7424: End 2	0	0	0	0	31598,3	0

Tabella 4.6 Sforzo assiale sui cavi dissipativi per pretensione di 30 kN

Element	Shear Force 1 (N)	Bending Moment 1 (N.m)	Shear Force 2 (N)	Bending Moment 2 (N.m)	Axial Force (N)	Torque (N.m)
Beam 7413: End 1	0	0	0	0	13150,4	0
Beam 7413: End 2	0	0	0	0	13150,4	0
Beam 7414: End 1	0	0	0	0	6308,5	0
Beam 7414: End 2	0	0	0	0	6308,5	0
Beam 7415: End 1	0	0	0	0	-6779,5	0
Beam 7415: End 2	0	0	0	0	-6779,5	0
Beam 7416: End 1	0	0	0	0	13150,3	0
Beam 7416: End 2	0	0	0	0	13150,3	0
Beam 7417: End 1	0	0	0	0	6308,5	0
Beam 7417: End 2	0	0	0	0	6308,5	0
Beam 7418: End 1	0	0	0	0	-6779,5	0
Beam 7418: End 2	0	0	0	0	-6779,5	0
Beam 7419: End 1	0	0	0	0	19592,9	0
Beam 7419: End 2	0	0	0	0	19592,9	0
Beam 7420: End 1	0	0	0	0	32476,9	0
Beam 7420: End 2	0	0	0	0	32476,9	0
Beam 7421: End 1	0	0	0	0	46478,2	0
Beam 7421: End 2	0	0	0	0	46478,2	0
Beam 7422: End 1	0	0	0	0	19592,9	0
Beam 7422: End 2	0	0	0	0	19592,9	0
Beam 7423: End 1	0	0	0	0	32476,9	0
Beam 7423: End 2	0	0	0	0	32476,9	0
Beam 7424: End 1	0	0	0	0	46478,2	0
Beam 7424: End 2	0	0	0	0	46478,2	0

4.5.3. Analisi modale

Si noti dalle figure 4.26, 4.27 e 4.28 che i cavi non modificano sostanzialmente la forma dei modi di vibrare anche perché il lieve incremento di rigidità che forniscono è trascurabile rispetto alla rigidità dell'esoscheletro DiaGrid.

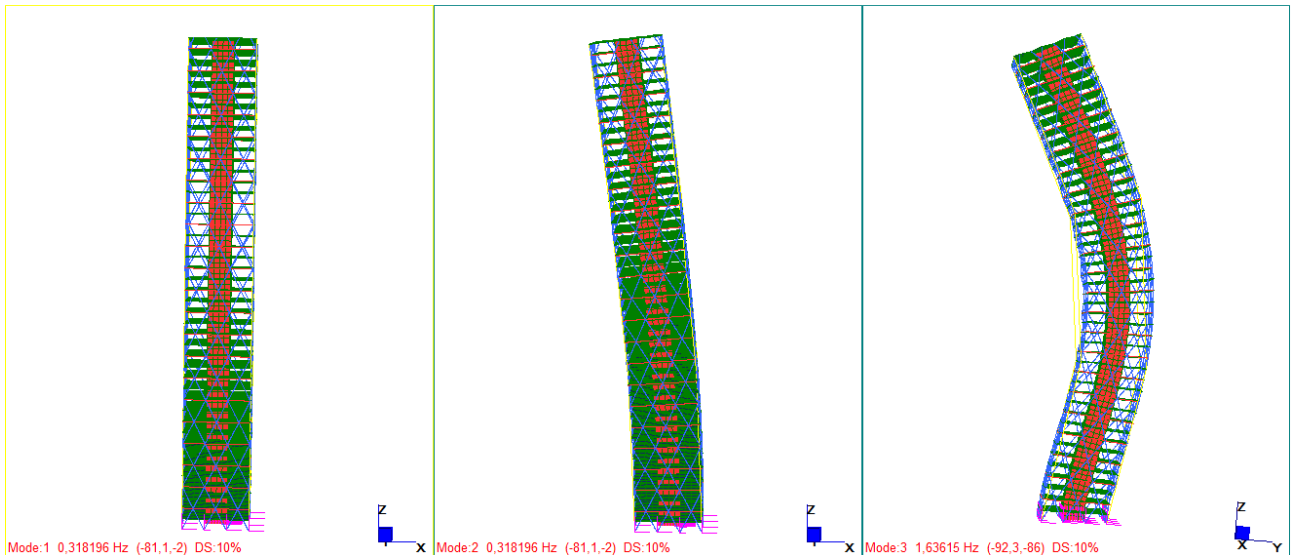


Fig. 4.28 Modi 1,2 e 3

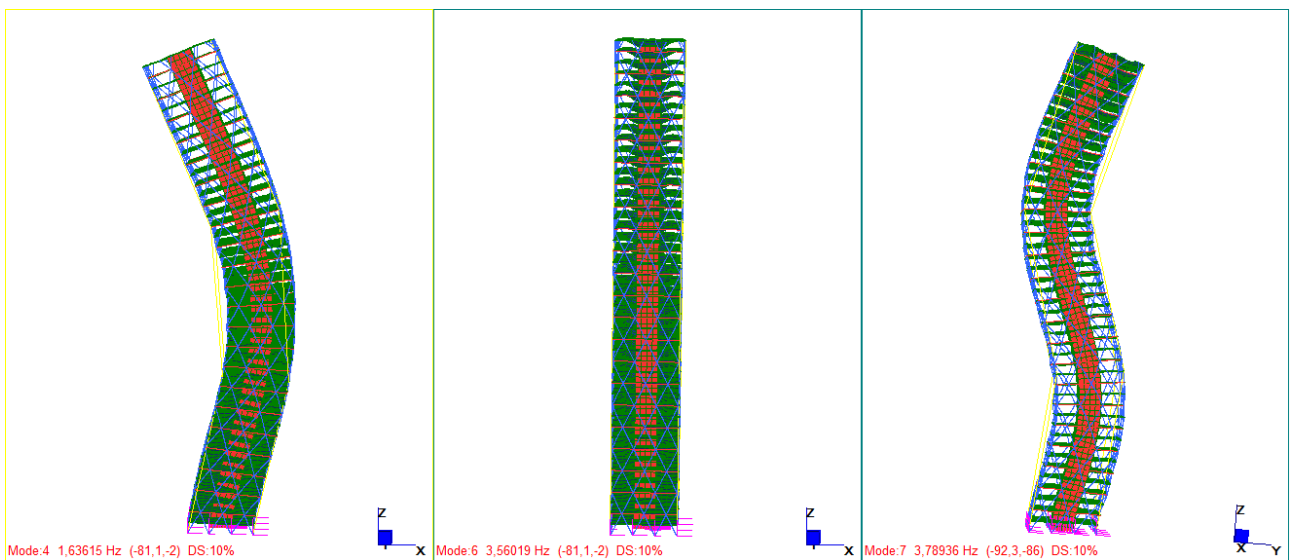


Fig. 4.29 Modi 4,6 e 7

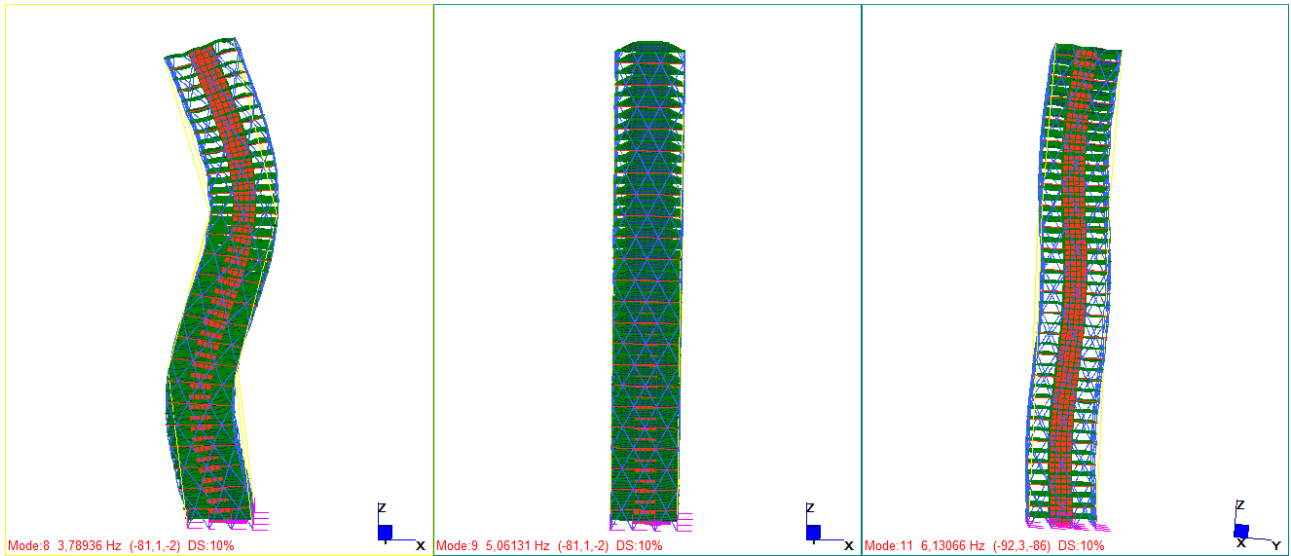


Fig. 4.30 Modi 8,9 e 11

MODE PARTICIPATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF* (%)
1	3.182E-01	6.789E+06	20.575
2	3.182E-01	6.789E+06	21.154
3	1.636E+00	8.093E+06	7.158
4	1.636E+00	8.093E+06	6.445
5	1.783E+00	9.203E+06	0.000
6	3.560E+00	6.425E+06	24.837
7	3.789E+00	8.436E+06	2.418
8	3.789E+00	8.436E+06	1.828
9	5.061E+00	6.626E+06	1.933
10	5.311E+00	8.349E+06	0.000
11	6.131E+00	3.912E+06	1.559
12	6.131E+00	3.912E+06	0.408
13	7.038E+00	7.626E+05	1.466
14	7.392E+00	4.280E+05	0.209
15	7.442E+00	3.958E+05	0.067
16	7.458E+00	3.849E+05	0.031
17	7.465E+00	3.907E+05	0.017
18	7.468E+00	3.608E+05	0.010
19	7.470E+00	9.711E+04	0.075
20	7.470E+00	9.567E+04	0.009
21	7.470E+00	3.290E+05	0.007
22	7.472E+00	3.290E+05	0.002
23	7.473E+00	3.328E+05	0.002
24	7.474E+00	3.112E+05	0.001
25	7.492E+00	1.907E+05	0.015
26	7.493E+00	2.256E+05	0.008

27	7.537E+00	1.138E+05	0.002
28	7.538E+00	1.601E+05	0.003
29	7.543E+00	1.414E+05	0.003
30	7.547E+00	1.599E+05	0.002

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS 90.242

* Excitation direction: (1.0000 1.0000 1.0000)

4.5.4. Analisi dinamica lineare transitoria con una Wind History

Si effettua l'analisi della struttura con i dissipatori utilizzando una sola wind-history generata e si ottengono le seguenti time-history di spostamento orizzontale, verticale, accelerazione orizzontali, sforzo assiale nel diagonale di controllo e tensioni sul nucleo.

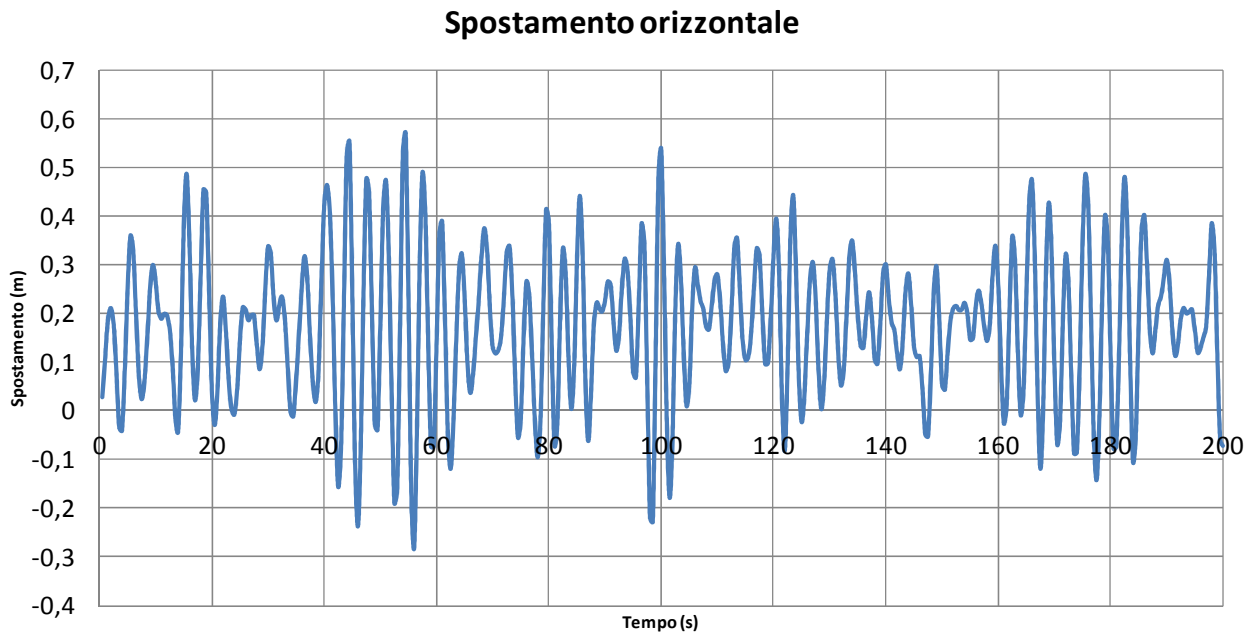


Fig. 4.3 Spostamento orizzontale in sommità per una wind-history

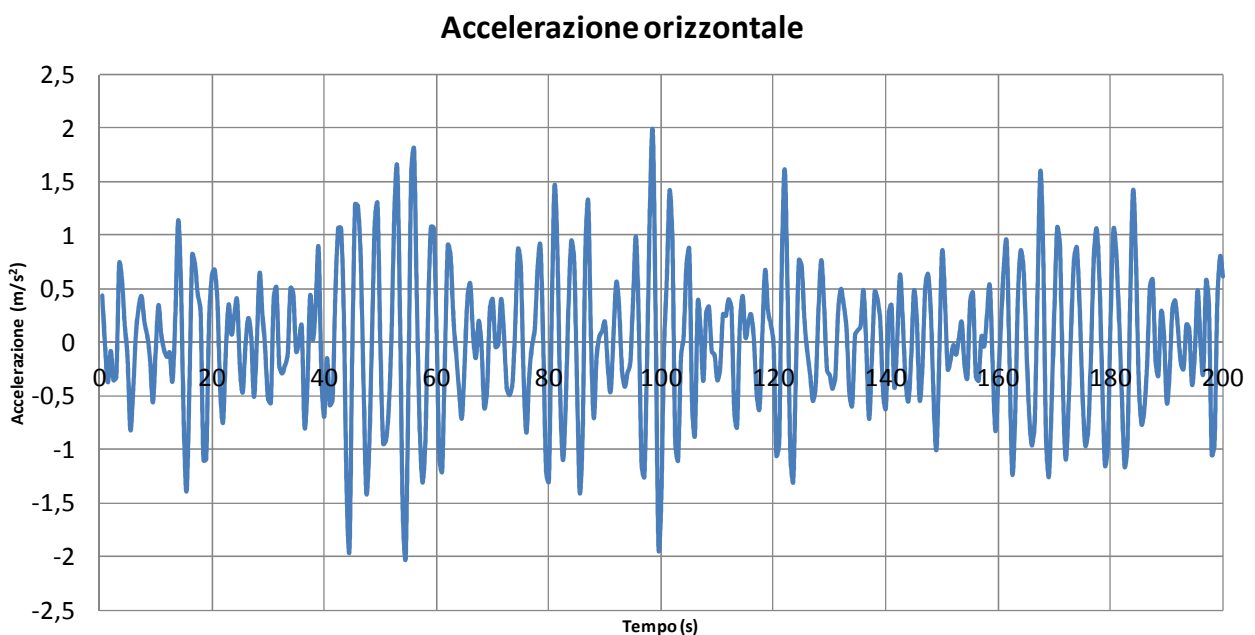


Fig. 4.32 Accelerazione orizzontale in sommità per una wind-history

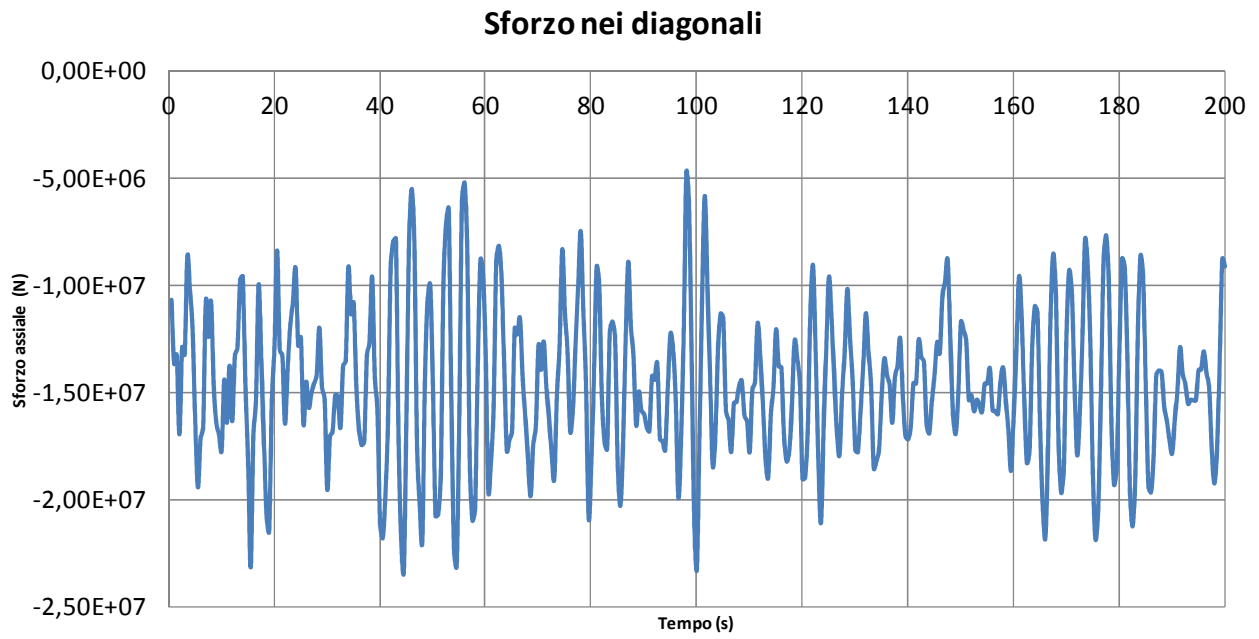


Fig. 4.33 Sforzo assiale di compressione nei diagonali per una wind-history

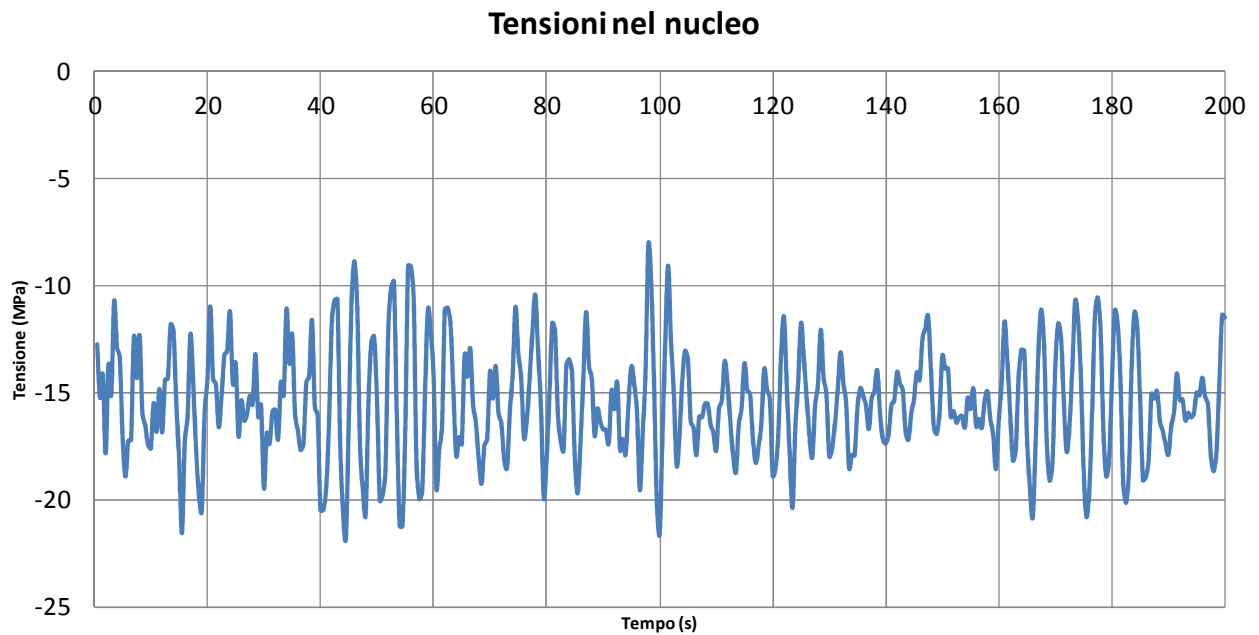


Fig. 4.34 Tensioni di compressione nel nucleo per una wind-history

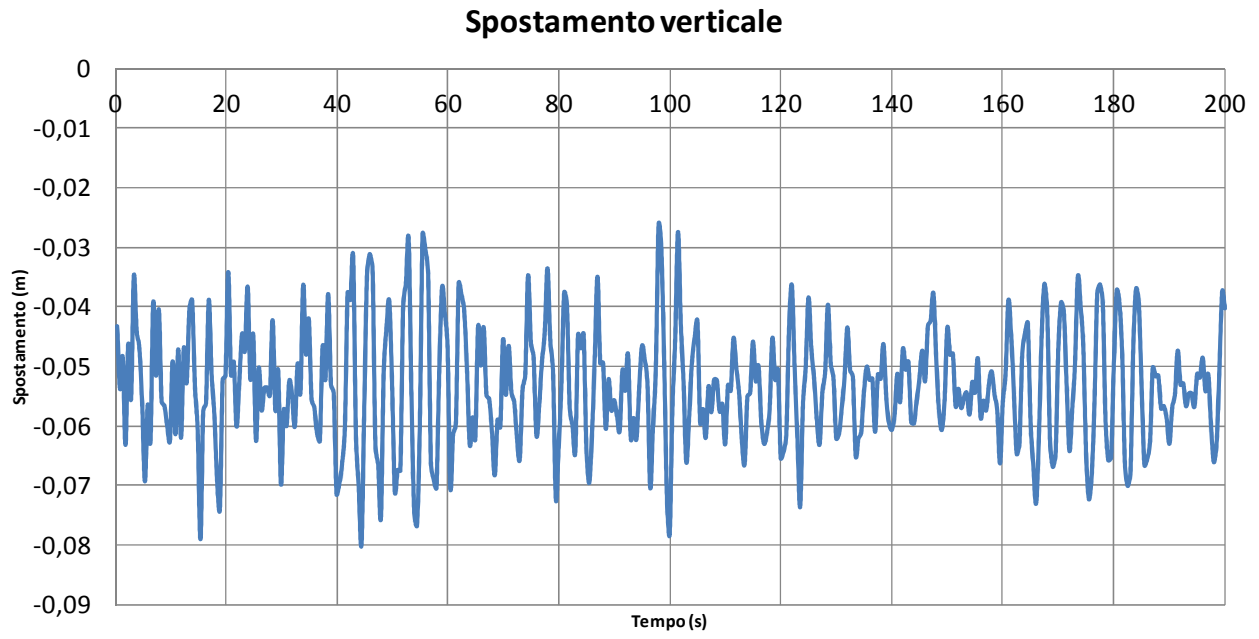


Fig. 4.35 Spostamenti verticali in sommità per una wind-history

4.5.5. Analisi dinamica lineare transitoria con 15 Wind Histories

Si effettua l'analisi della struttura con i dissipatori utilizzando le 15 wind-histories generate e si ottengono le seguenti time-history di spostamento orizzontale, verticale, accelerazione orizzontali, sforzo assiale nel diagonale di controllo e tensioni sul nucleo.

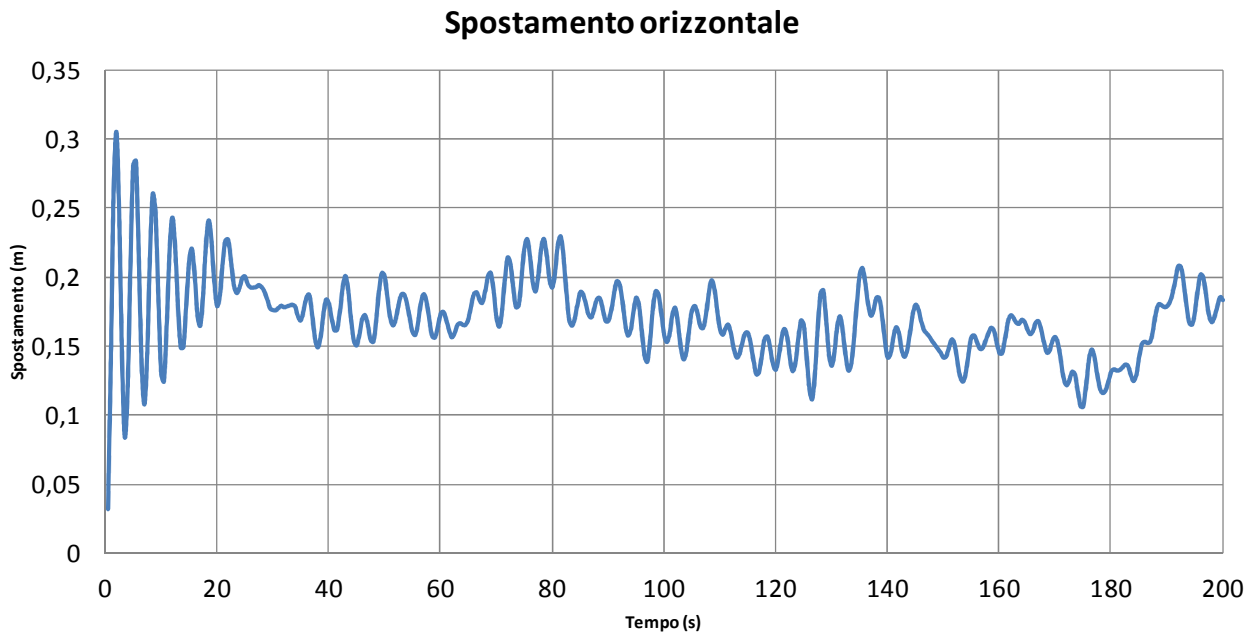


Fig. 4.36 Spostamento orizzontale in sommità

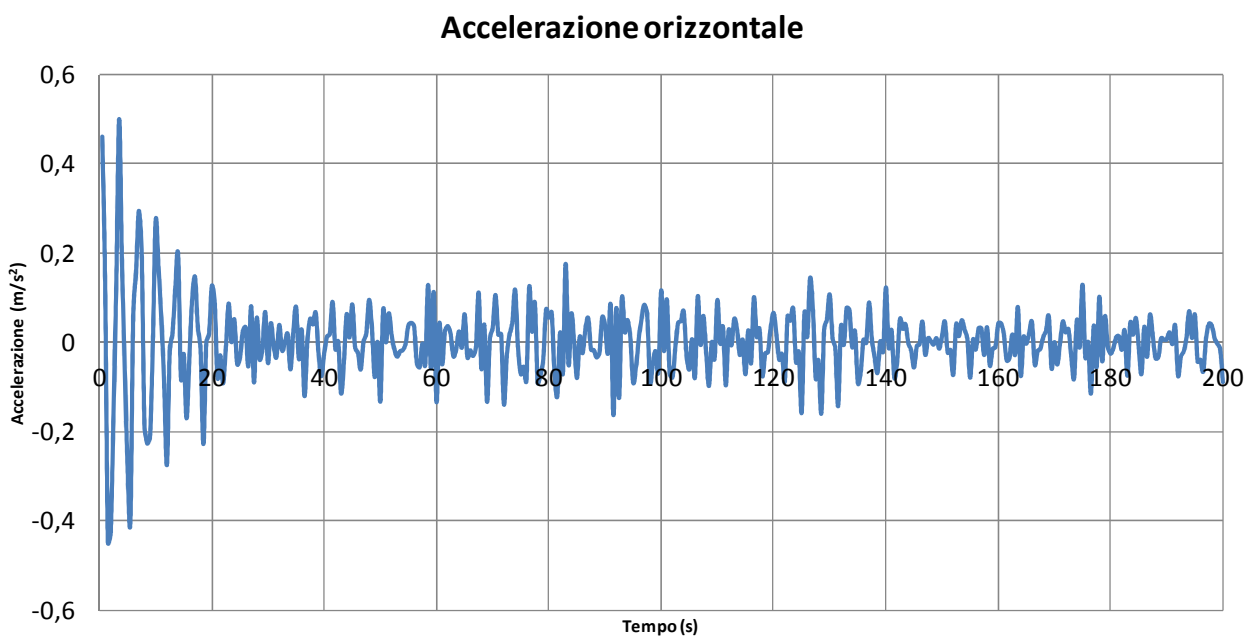


Fig. 4.37 Accelerazione orizzontale in sommità

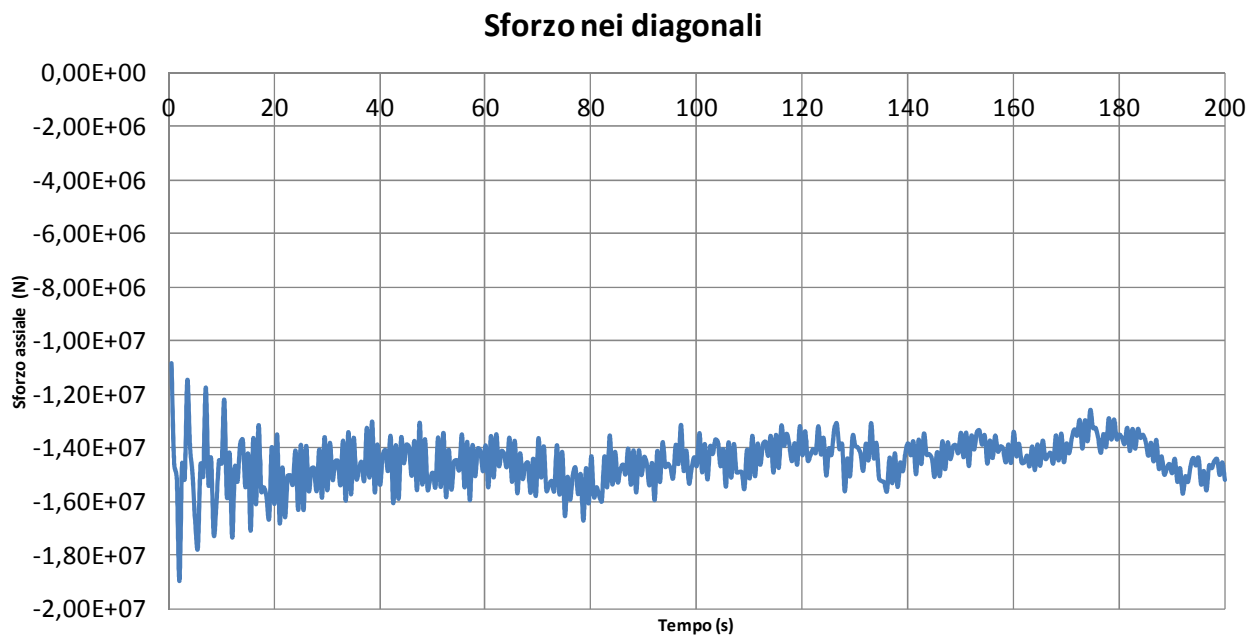


Fig. 4.38 Sollecitazione assiale nei diagonali compressi

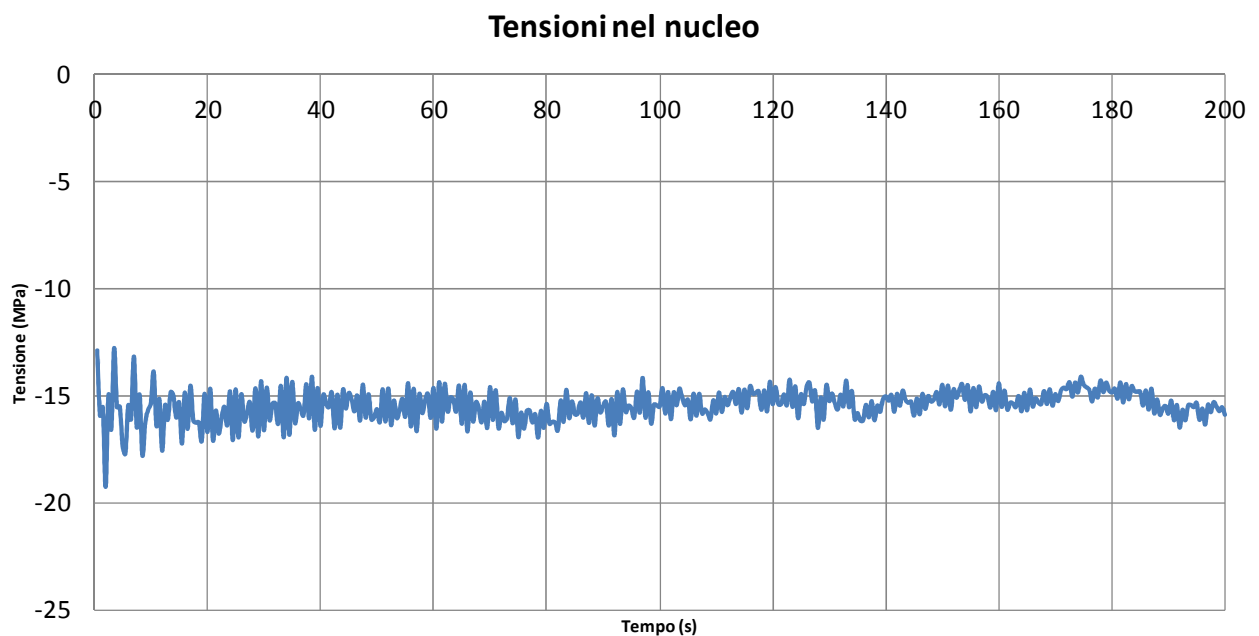


Fig. 4.39 Tensioni di compressione verticali sul nucleo

Infine si riporta la time-history dello spostamento verticale che va ad attivare i dissipatori:

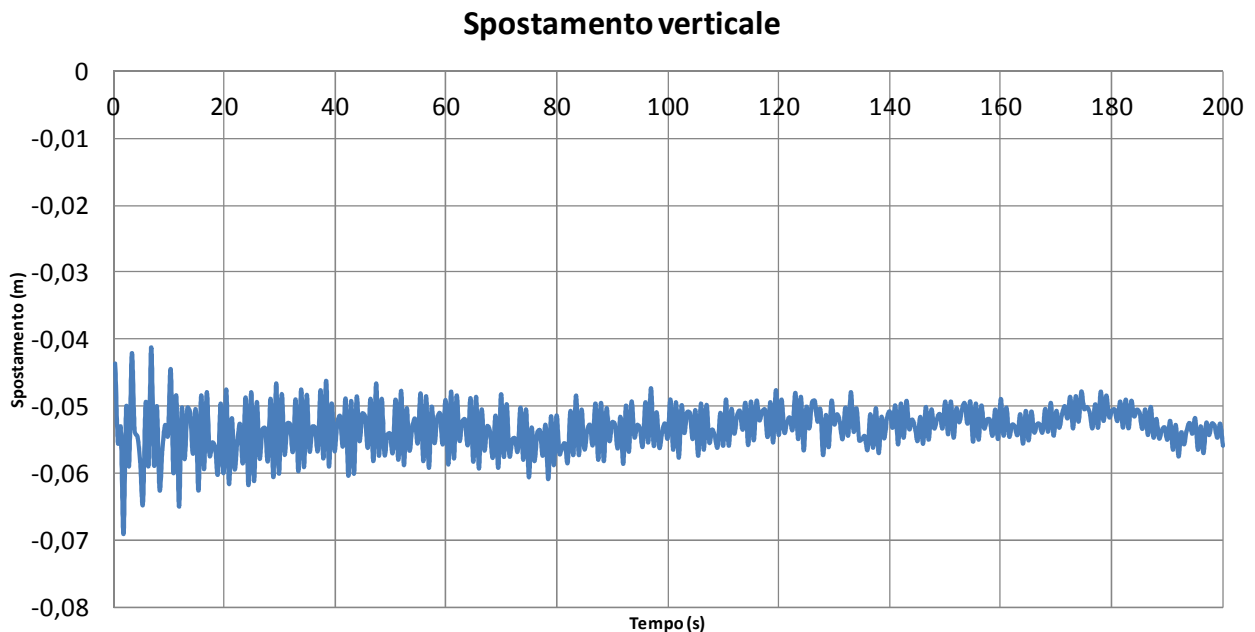


Fig. 4.40 Spostamento verticale in sommità

Si può notare che la presenza dei dissipatori viscoelastici non limita tanto gli spostamenti quanto le accelerazioni.

I limiti di accettabilità per le accelerazioni sono descritte in molti testi e principalmente sono quelli riportati in tabella 4.7.

Tabella 4.7 Livelli di percezione umana dell'accelerazione orizzontale

Degree of discomfort	Acceleration [% g]
Imperceptible	< 0.5
Perceptible	0.5 - 1.5
Annoying	1.5 - 5
Very annoying	5 - 15
Intolerable	> 15

In conseguenza possiamo dire che l'edificio vibra con minore intensità, risultando maggiormente abitabile ai piani alti.

4.6. ANALISI STRUTTURA CON DISSIPATORI DIAGONALI

4.6.1. Progetto e disposizione dei dissipatori

La disposizione alternativa è costituita da una tradizionale croce su tre campi, in modo da poter fare affidamento a spostamenti relativi di entità superiore e migliorare lo smorzamento esogeno introdotto.

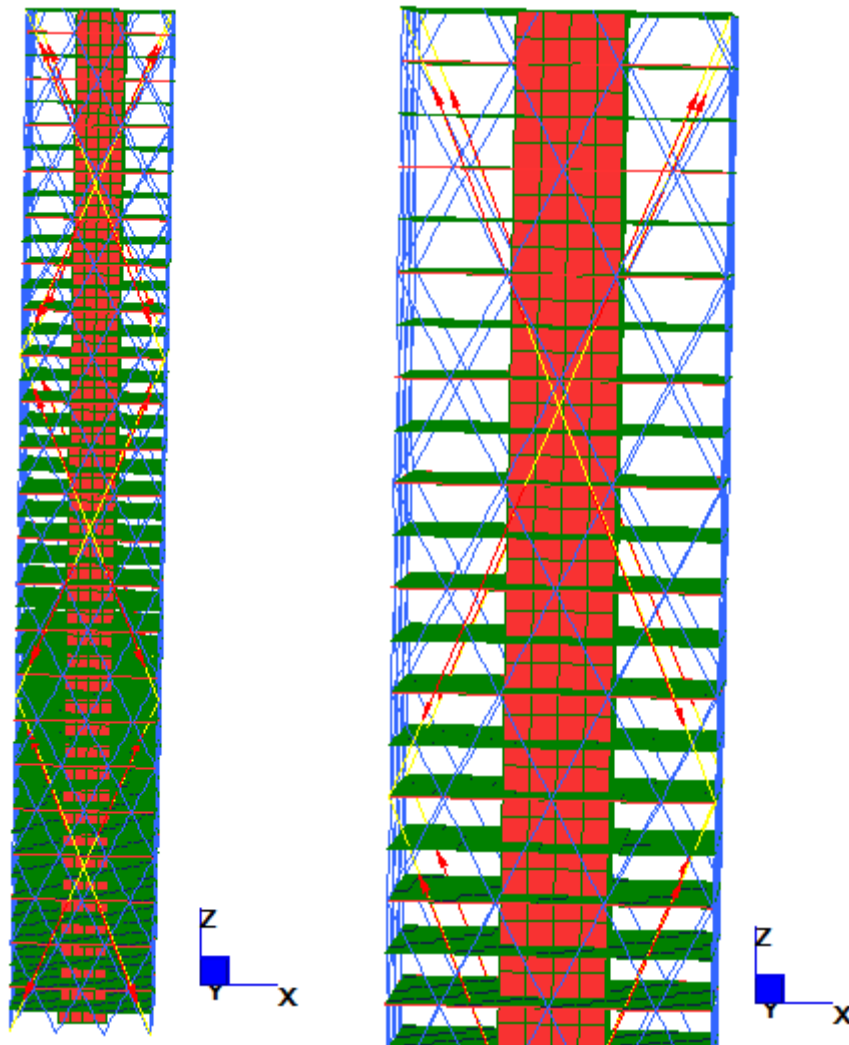


Fig. 4.41 Struttura DiaGrid con cavi e dissipatori diagonali

Vengono disposti al solito trefoli $\phi 4$ per ogni campo, mentre la procedura di progettazione dei dispositivi è la stessa presentata nel §4.5.1.

4.6.2. Analisi statica

In questa sede l'analisi statica viene omessa in quanto la condizione di carico ed il comportamento strutturale non variano apprezzabilmente dal caso di struttura senza dissipatori già esaminata al §4.4.1 e §4.5.2. I dispositivi in parola non danno, infatti, significativi incrementi di rigidezza alla struttura, quindi non ne influenzano la risposta alle azioni in campo statico.

Si riporta soltanto il livello di sollecitazione sui cavi dissipativi e sui diagonali.

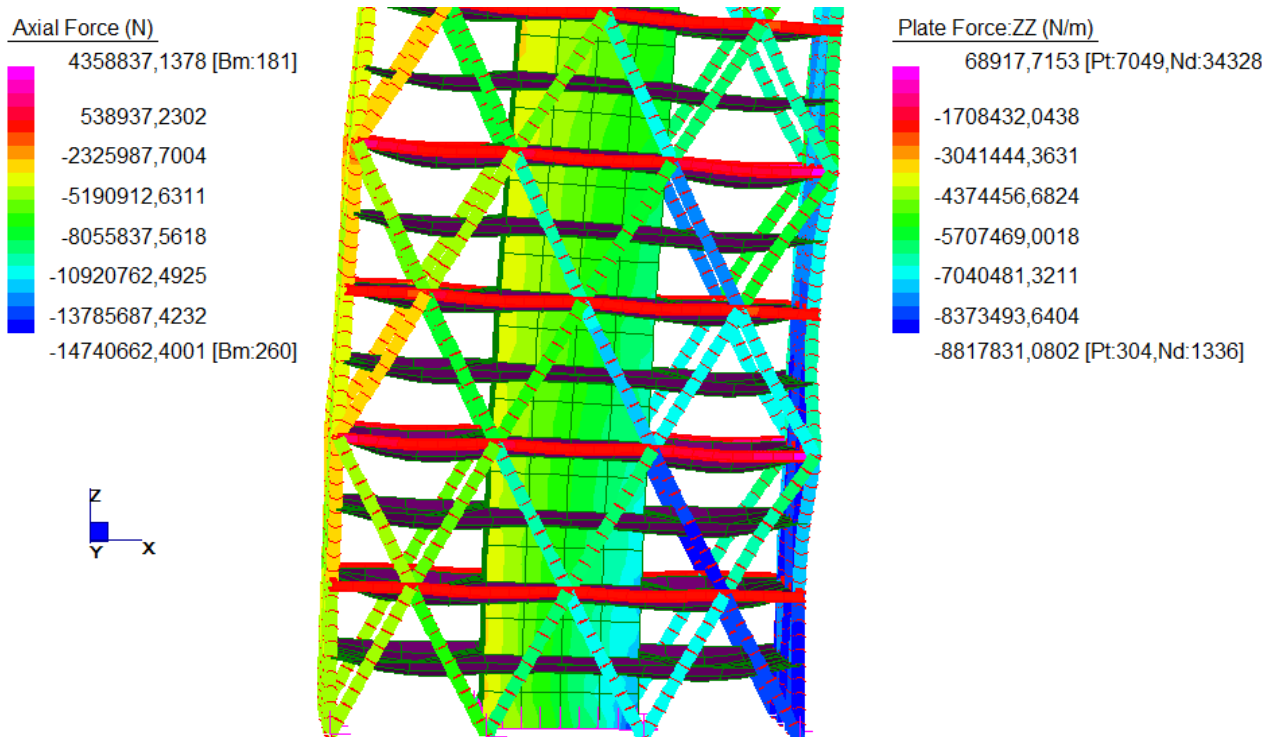


Fig. 4.42 Sollecitazioni membranali su diagonali e nucleo

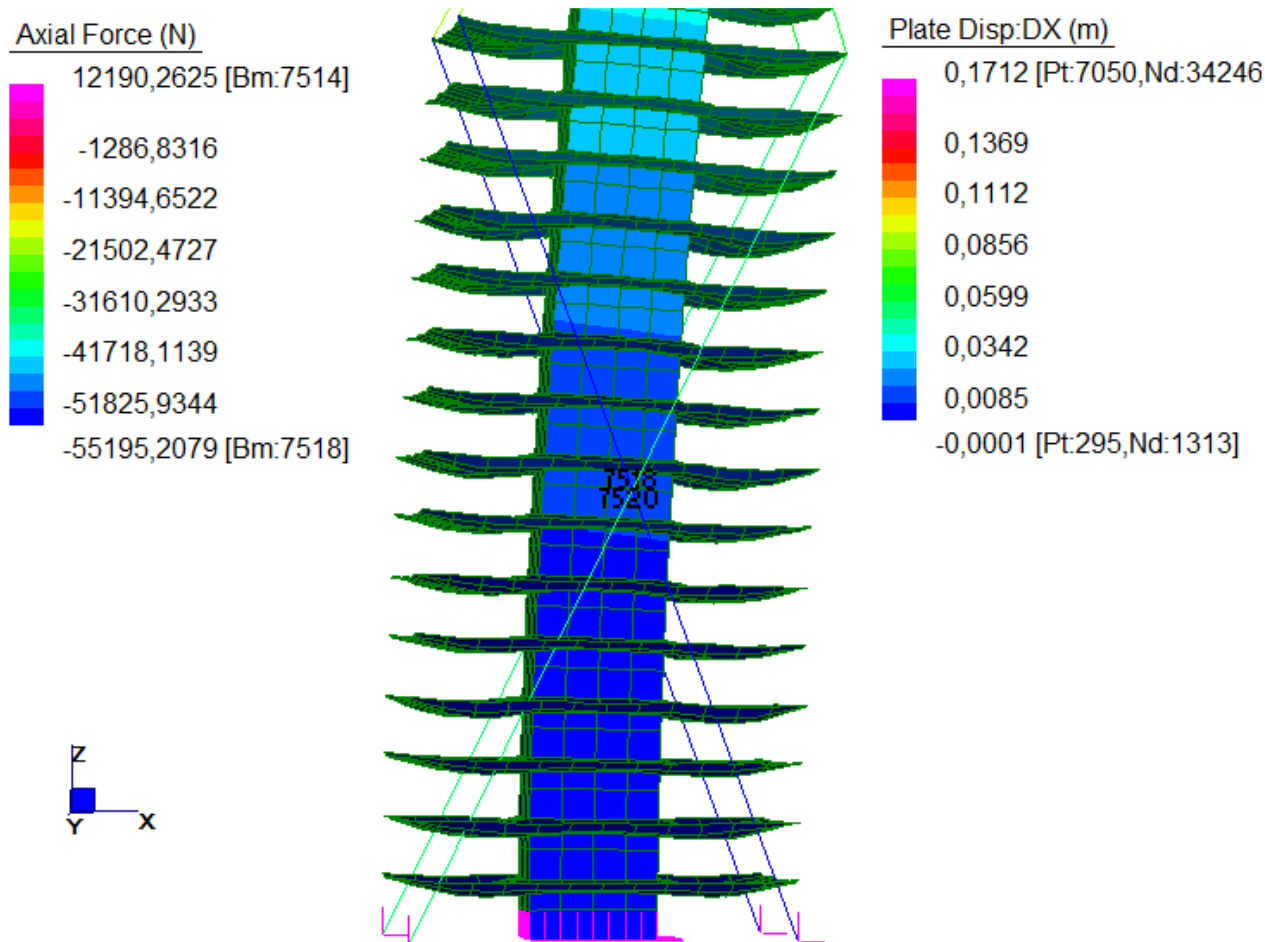


Fig. 4.43 Sollecitazioni assiali sui dissipatori

Si può notare in tabella 4.7 e 4.8 il livello di sforzo assiale negli elementi sul lato teso, in giallo, e sul lato compresso, in blu, per diversi livelli di pretensione dei cavi dissipativi. Osservando tali valori si nota che, per bassi valori di pretensione (5 kN), i cavi sul lato compresso non risultano più compressi, mentre per valori di pretensione più elevati (20 kN) la soluzione è efficace anche utilizzando elementi con rigidità assiale a compressione nulla, in quanto i cavi non sono più compressi.

Tabella 4.8 Sforzo assiale sui cavi dissipativi per pretensione di 5 kN

Element	Shear Force 1 (N)	Bending Moment 1 (N.m)	Shear Force 2 (N)	Bending Moment 2 (N.m)	Axial Force (N)	Torque (N.m)
Beam 7513: End 1	0	0	0	0	2644,9	0
Beam 7513: End 2	0	0	0	0	2644,9	0
Beam 7514: End 1	0	0	0	0	5703,0	0
Beam 7514: End 2	0	0	0	0	5703,0	0
Beam 7515: End 1	0	0	0	0	2644,9	0
Beam 7515: End 2	0	0	0	0	2644,9	0
Beam 7516: End 1	0	0	0	0	5703,0	0
Beam 7516: End 2	0	0	0	0	5703,0	0
Beam 7517: End 1	0	0	0	0	1333,5	0
Beam 7517: End 2	0	0	0	0	1333,5	0
Beam 7518: End 1	0	0	0	0	-1939,1	0
Beam 7518: End 2	0	0	0	0	-1939,1	0
Beam 7519: End 1	0	0	0	0	8384,9	0
Beam 7519: End 2	0	0	0	0	8384,9	0
Beam 7520: End 1	0	0	0	0	11859,3	0
Beam 7520: End 2	0	0	0	0	11859,3	0
Beam 7521: End 1	0	0	0	0	1333,6	0
Beam 7521: End 2	0	0	0	0	1333,6	0
Beam 7522: End 1	0	0	0	0	-1939,1	0
Beam 7522: End 2	0	0	0	0	-1939,1	0
Beam 7523: End 1	0	0	0	0	8384,9	0
Beam 7523: End 2	0	0	0	0	8384,9	0
Beam 7524: End 1	0	0	0	0	11859,3	0
Beam 7524: End 2	0	0	0	0	11859,3	0

Tabella 4.9 Sforzo assiale sui cavi dissipativi per pretensione di 20 kN

Element	Shear Force 1 (N)	Bending Moment 1 (N.m)	Shear Force 2 (N)	Bending Moment 2 (N.m)	Axial Force (N)	Torque (N.m)
Beam 7513: End 1	0	0	0	0	15194,6	0
Beam 7513: End 2	0	0	0	0	15194,6	0
Beam 7514: End 1	0	0	0	0	18252,7	0
Beam 7514: End 2	0	0	0	0	18252,7	0
Beam 7515: End 1	0	0	0	0	15194,6	0
Beam 7515: End 2	0	0	0	0	15194,6	0
Beam 7516: End 1	0	0	0	0	18252,7	0
Beam 7516: End 2	0	0	0	0	18252,7	0
Beam 7517: End 1	0	0	0	0	15935,2	0
Beam 7517: End 2	0	0	0	0	15935,2	0
Beam 7518: End 1	0	0	0	0	12951,9	0
Beam 7518: End 2	0	0	0	0	12951,9	0
Beam 7519: End 1	0	0	0	0	22986,6	0
Beam 7519: End 2	0	0	0	0	22986,6	0
Beam 7520: End 1	0	0	0	0	26750,3	0
Beam 7520: End 2	0	0	0	0	26750,3	0
Beam 7521: End 1	0	0	0	0	15935,2	0
Beam 7521: End 2	0	0	0	0	15935,2	0
Beam 7522: End 1	0	0	0	0	12951,9	0
Beam 7522: End 2	0	0	0	0	12951,9	0
Beam 7523: End 1	0	0	0	0	22986,6	0
Beam 7523: End 2	0	0	0	0	22986,6	0
Beam 7524: End 1	0	0	0	0	26750,3	0
Beam 7524: End 2	0	0	0	0	26750,3	0

4.6.3. Analisi modale

Si noti dalle figure 4.36, 4.37 e 4.38 che i cavi non modificano sostanzialmente la forma dei modi di vibrare anche perché il lieve incremento di rigidità che forniscono è trascurabile rispetto alla rigidità dell'esoscheletro DiaGrid.

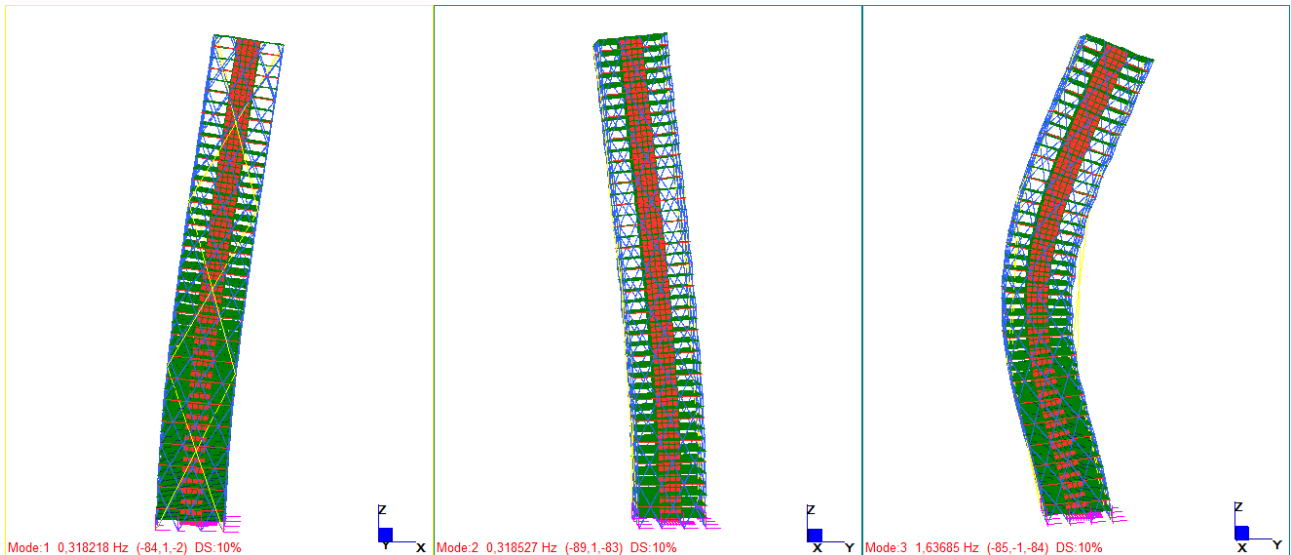


Fig. 4.44 Modi 1,2 e 3

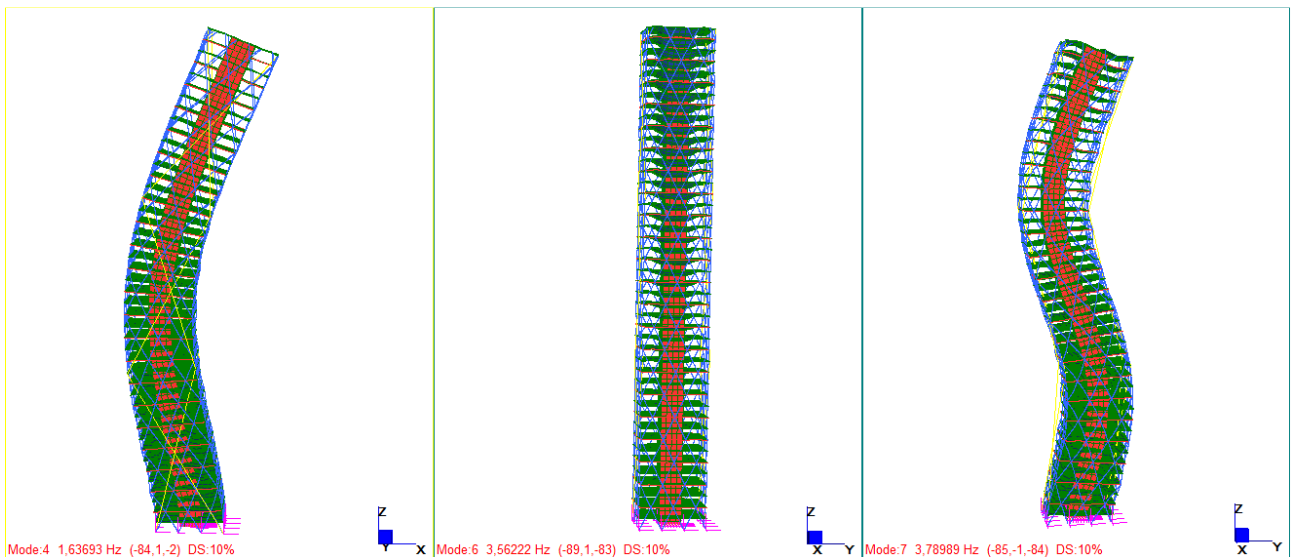


Fig. 4.45 Modi 4,6 e 7

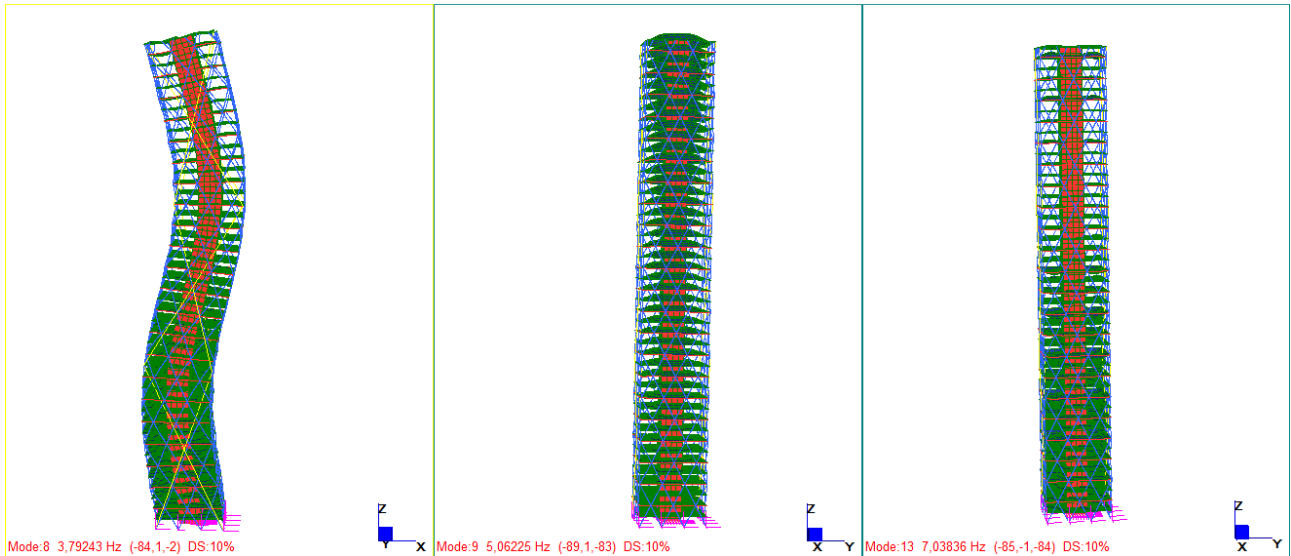


Fig. 4.46 Modi 8,9 e 13

MODE PARTICIPATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF* (%)
1	3.182E-01	6.789E+06	20.863
2	3.185E-01	6.790E+06	20.867
3	1.637E+00	8.089E+06	6.802
4	1.637E+00	8.088E+06	6.801
5	1.783E+00	9.204E+06	0.000
6	3.562E+00	6.425E+06	24.848
7	3.790E+00	8.395E+06	2.121
8	3.792E+00	8.401E+06	2.125
9	5.062E+00	6.630E+06	1.920
10	5.312E+00	8.355E+06	0.000
11	6.131E+00	6.031E+06	0.984
12	6.131E+00	6.047E+06	0.983
13	7.038E+00	7.628E+05	1.466
14	7.392E+00	4.281E+05	0.209
15	7.442E+00	3.894E+05	0.067
16	7.458E+00	3.846E+05	0.031
17	7.465E+00	3.874E+05	0.017
18	7.468E+00	3.679E+05	0.010
19	7.470E+00	1.496E+05	0.050
20	7.470E+00	1.481E+05	0.036
21	7.470E+00	3.571E+05	0.006
22	7.472E+00	3.467E+05	0.003
23	7.473E+00	2.574E+05	0.001
24	7.474E+00	3.018E+05	0.001
25	7.492E+00	1.933E+05	0.006
26	7.493E+00	1.732E+05	0.019

27	7.536E+00	1.509E+05	0.000
28	7.537E+00	1.319E+05	0.000
29	7.544E+00	1.536E+05	0.007
30	7.548E+00	1.524E+05	0.000

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS 90.243

* Excitation direction: (1.0000 1.0000 1.0000)

4.6.4. Analisi dinamica lineare transitoria con una Wind History

Si effettua l'analisi della struttura con i dissipatori utilizzando una sola wind-history generata e si ottengono le seguenti time-history di spostamento orizzontale, verticale, accelerazione orizzontali, sforzo assiale nel diagonale di controllo e tensioni sul nucleo.

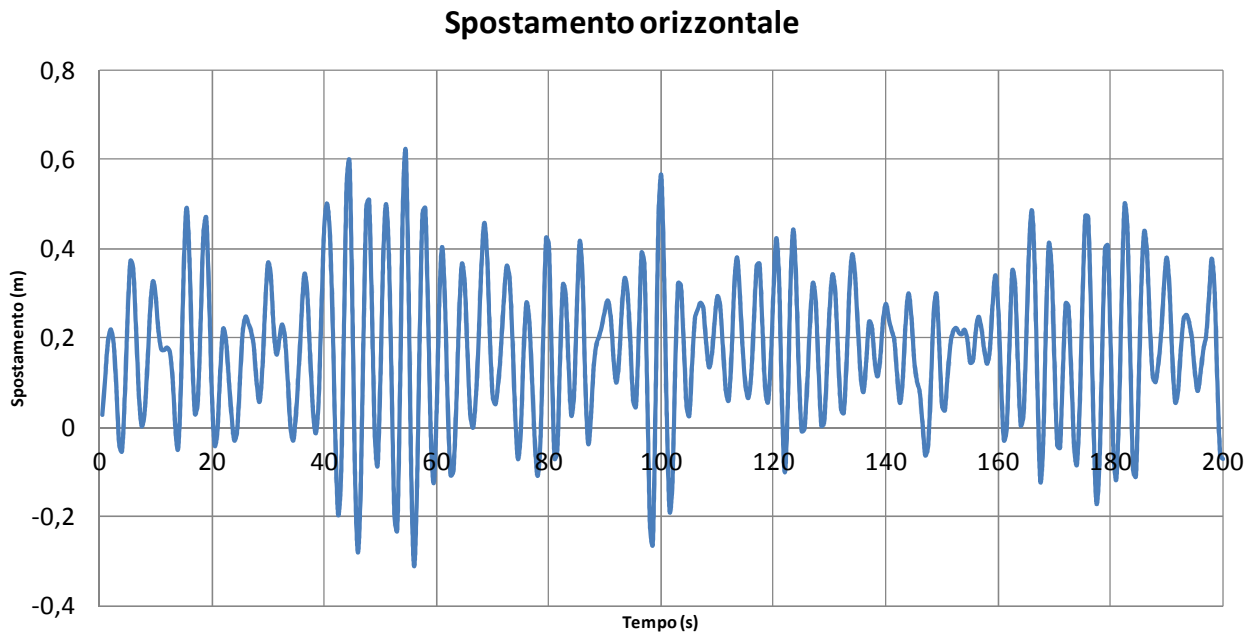


Fig. 4.47 Spostamento orizzontale in sommità per una wind-history

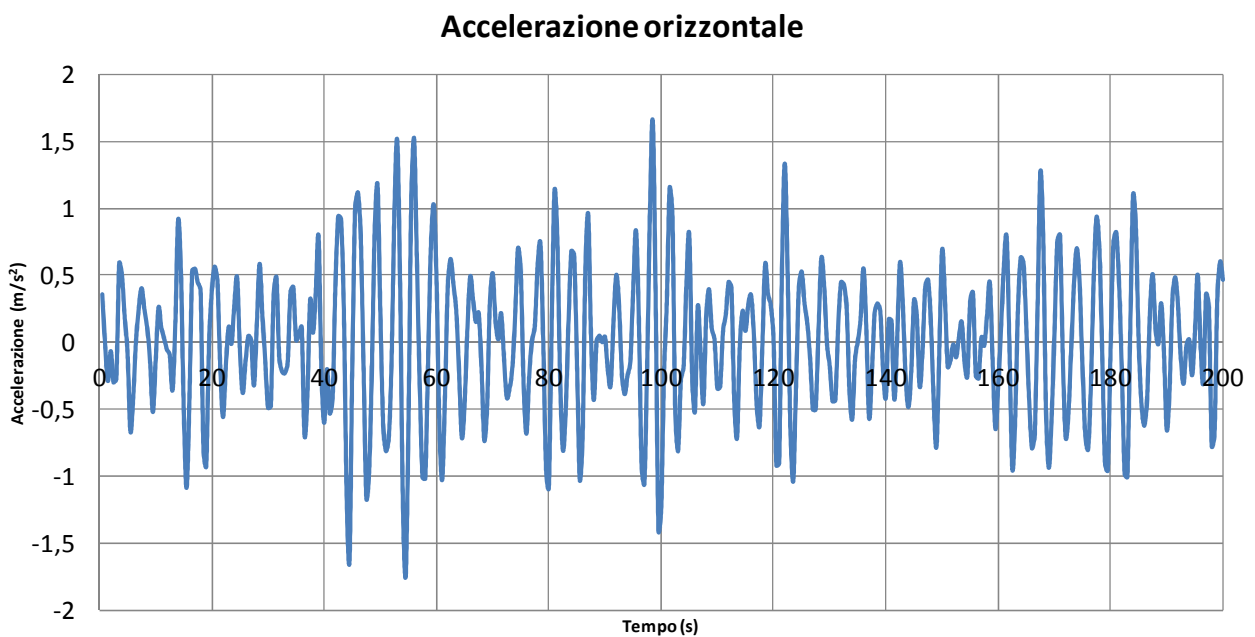


Fig. 4.48 Accelerazione orizzontale in sommità per una wind-history

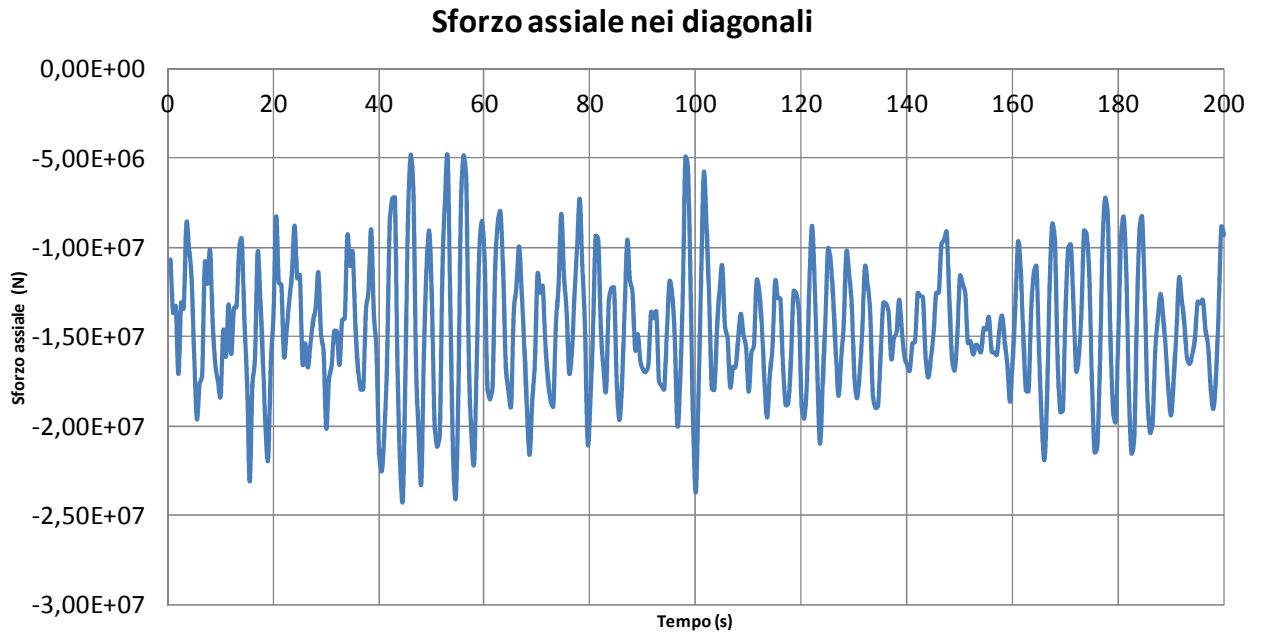


Fig. 4.49 Sforzo assiale di compressione nei diagonali per una wind-history

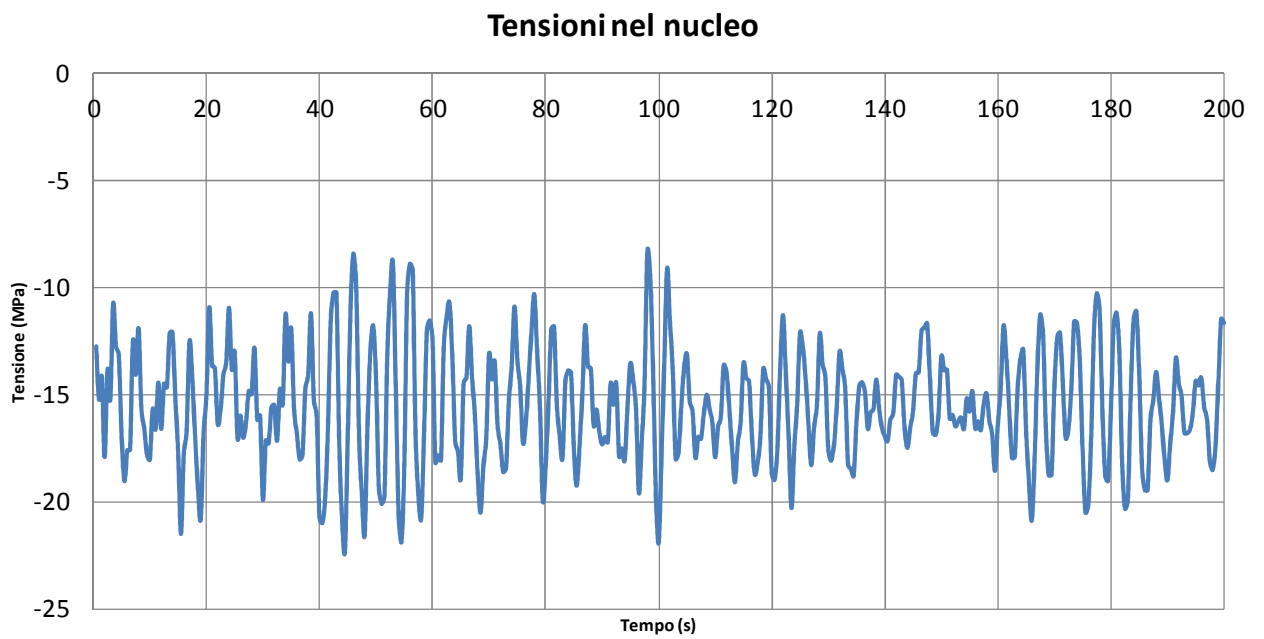


Fig. 4.50 Tensioni di compressione nel nucleo per una wind-history

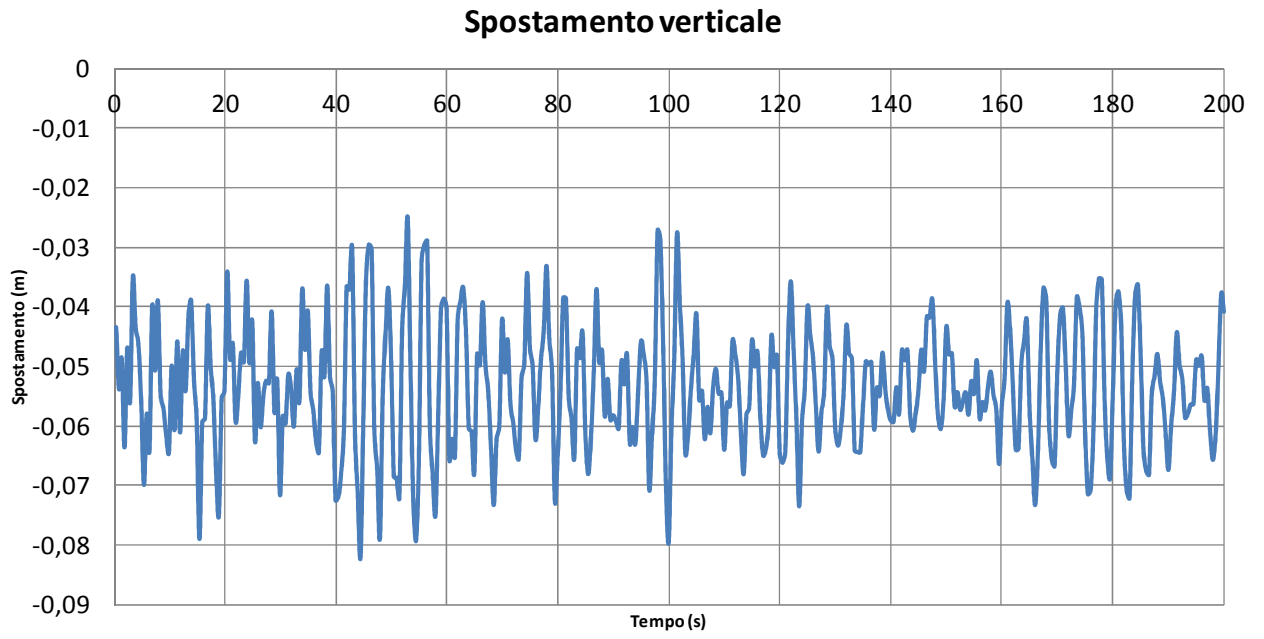


Fig. 4.51 Spostamenti verticali in sommità per una wind-history

4.6.5. Analisi dinamica lineare transitoria con 15 Wind Histories

Si effettua l'analisi della struttura con i dissipatori utilizzando le 15 wind-histories generate e si ottengono le seguenti time-history di spostamento orizzontale, verticale, accelerazione orizzontali, sforzo assiale nel diagonale di controllo e tensioni sul nucleo.

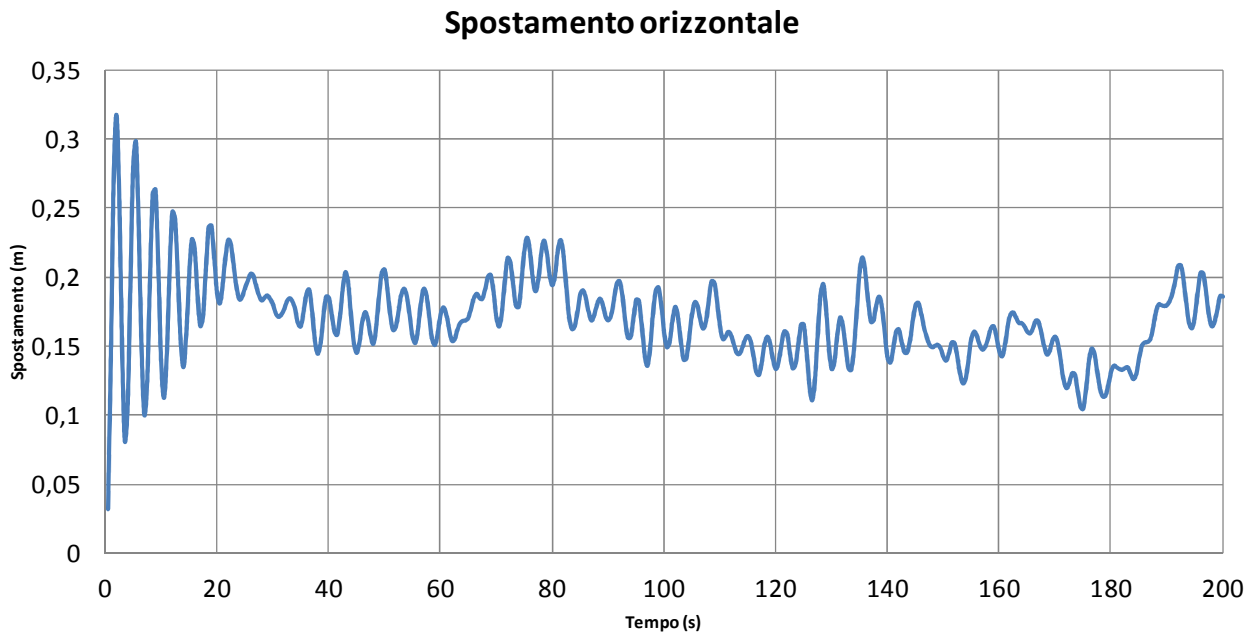


Fig. 4.52 Spostamento orizzontale in sommità

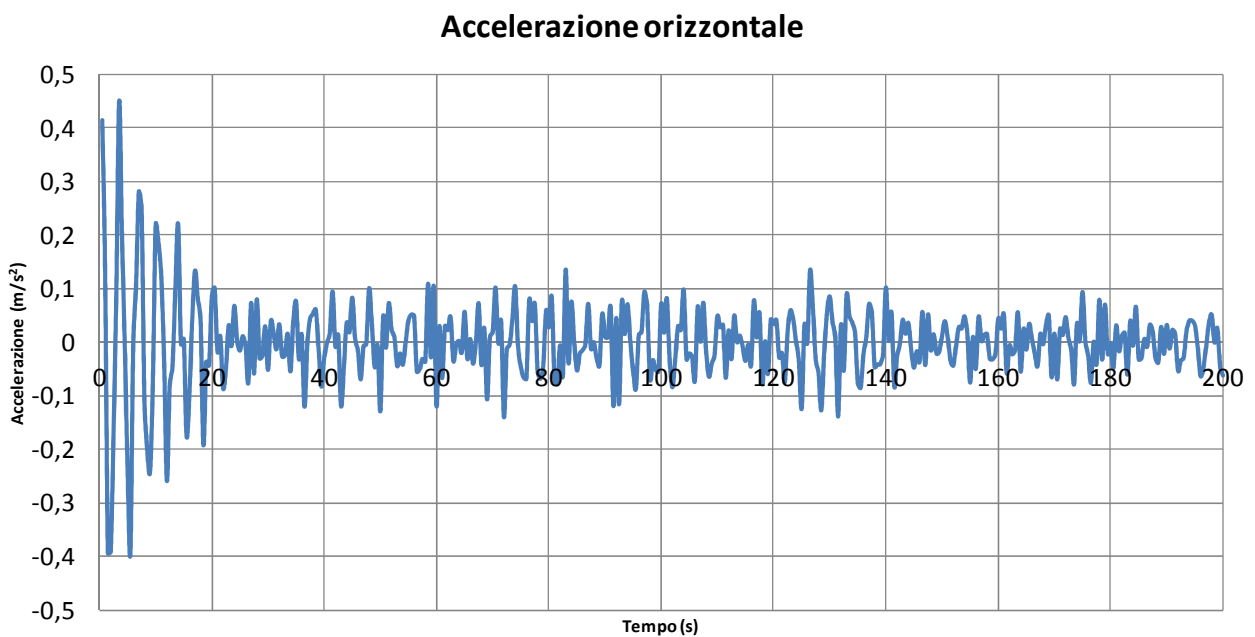


Fig. 4.53 Accelerazione orizzontale in sommità

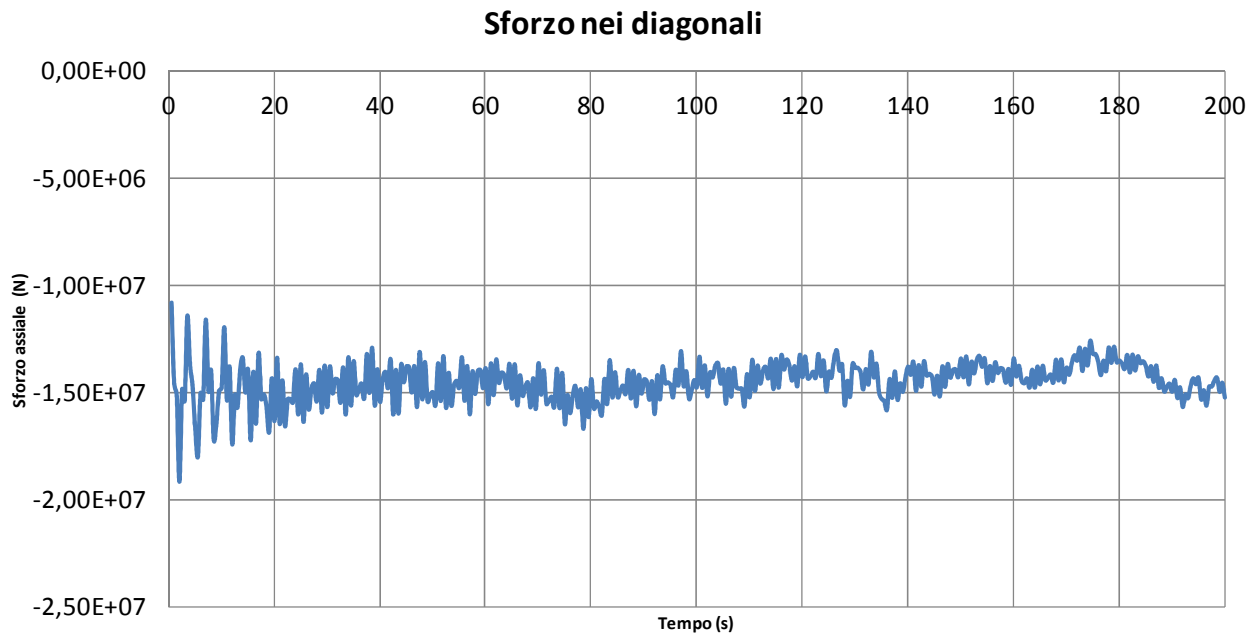


Fig. 4.54 Sforzo assiale nei diagonali compressi

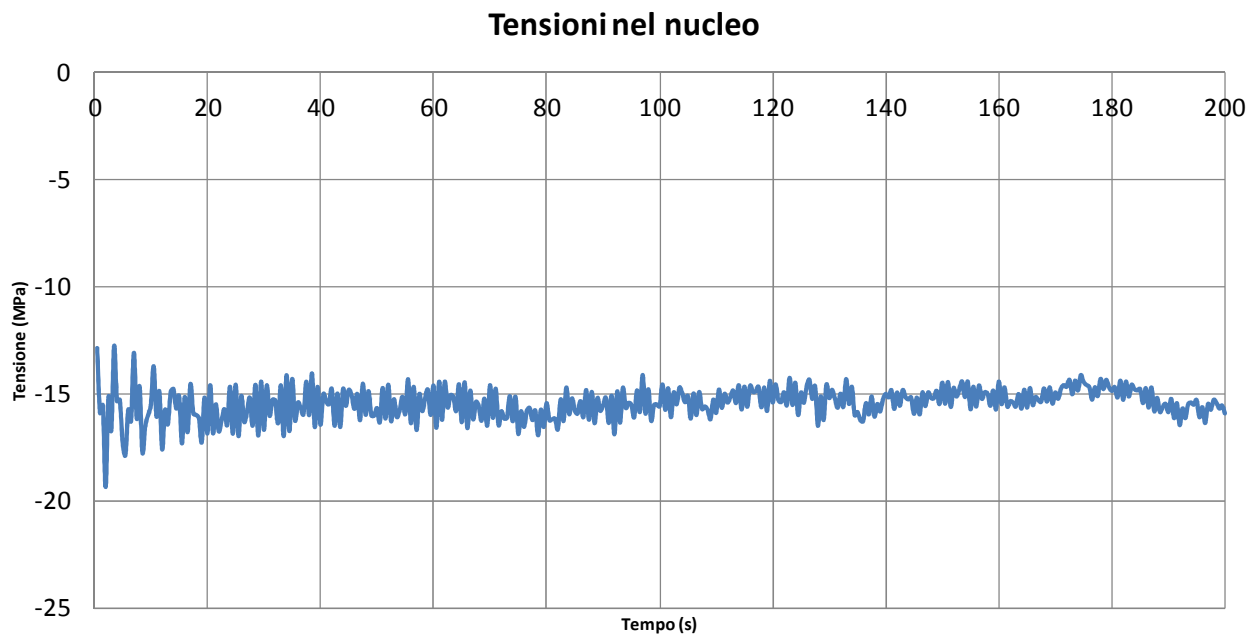


Fig. 4.55 Tensioni di compressione nel nucleo

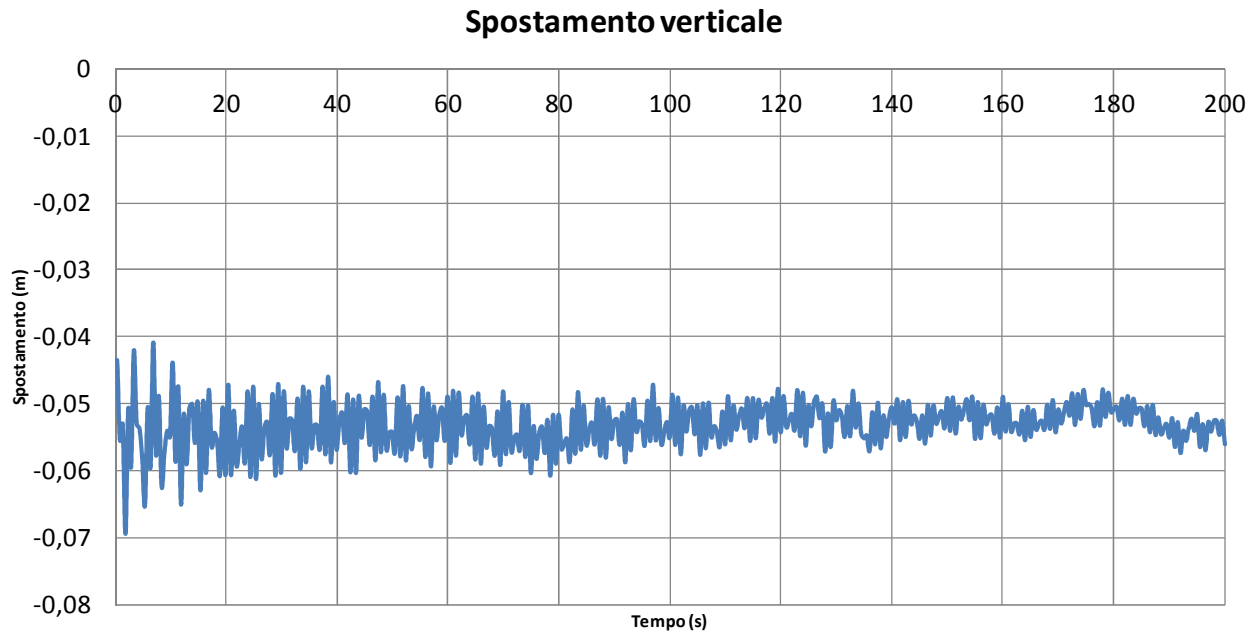


Fig. 4.56 Spostamento verticale in sommità

5. CONCLUSIONI

Si è dimostrato nel presente lavoro di Tesi come per alti edifici, o comunque strutture con elevati periodi di vibrazione (come ponti sospesi e strallati di grande luce), la modellazione del vento sia possibile facendo ricorso a simulazioni matematiche di turbolenza uniforme in altezza o variabile in altezza.

Si è dimostrato come nel primo caso si operi a favore di sicurezza, sovrastimando l'azione eolica e l'interazione dinamica tra vento e struttura, mentre il secondo caso consente di effettuare un'analisi più fine del fenomeno. Resta tuttavia da verificare quanto questi campi di turbolenza multivariati nel tempo e nello spazio siano aderenti alla realtà fisica; tuttavia costituiscono un valido metodo per operare valutazioni abbastanza accurate sul comportamento dinamico di grandi strutture. Dove possibile sarebbe comunque buona norma verificare in galleria del vento i risultati ottenuti.

Infine si sono studiate due diverse vie di implementazione di dispositivi dissipativi viscoelastici al fine di verificare l'effetto di smorzamento delle vibrazioni. Dai risultati ottenuti emerge che, data la notevole rigidità (soprattutto ad azioni orizzontali) dell'esoscheletro DiaGrid, l'uso di dissipatori viscoelastici non costituisce un efficiente metodo di dissipazione delle vibrazioni. Questi ultimi contribuiscono sì alla riduzione di accelerazioni orizzontali ma in misura ridotta, a causa degli scarsi spostamenti cui sono soggetti. In particolare la disposizione a cavi verticali consente una riduzione del 10% delle accelerazioni in sommità, mentre la disposizione a cavi diagonali una riduzione di circa il 21%. Si veda la figura 5.1 che riporta le accelerazioni per il sistema dotato di dissipatori e non.

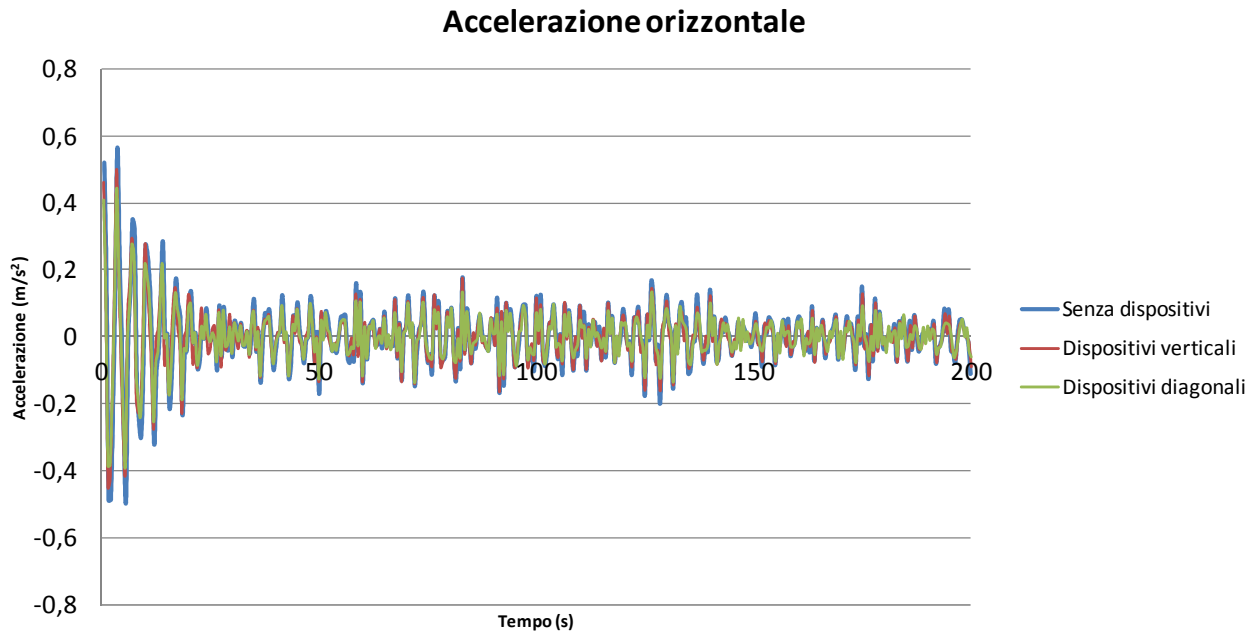


Fig. 5.1 Accelerazioni orizzontali per struttura con e senza dissipatori

APPENDICI

APPENDICE A – SCRIPTS

A.1 Generazione storie di vento turbolento

Si riporta il listato MatLab per la generazione delle storie di vento turbolento. Si parte dalla costruzione degli spettri (densità di potenza spettrale) ai 15 nodi di controllo nella forma adimensionale riportata nella CNR. Si prosegue a dimensionalizzarli e costruire la matrice H, generando infine le velocità turbolente tramite sommatoria di armoniche.

```
clear all; close all; clc;
tic;

% prova ALGORITMO
fmodo=input('frequenza primo modo [Hertz]');
Dtmax=1/(2*fmodo)
Dt=input('intervallo temporale di simulazione [s]');
T=input('tempo di simulazione [s]');
Dnmin=1/T; % intervallo di frequenza
ncutoff=1/(2*Dt);
N=ncutoff/Dnmin
pok=input('time lag (inserire la durata della autocorrelazione che si vuole
plottare) [sec]');
nok=pok/Dt;
mok=input('tempo di simulazione per la R [sec]');
tok=mok/Dt;

Dn=Dnmin;

sigma=25*1.0626*0.22; % velocità base * cr * kr
z=[12:12:180]; % punti di controllo
t=[0:Dt:T];

L=300*(z/200).^0.61; % vettore scale integrali
vm=25*1.0626*0.22*log(z/0.3); % vettore velocità medie

cz=10;

% costruzione vettore delle frequenze centrali che definiscono la sommatoria
sulle
% frequenze
nk(1)=Dn/2;
for cont=2:N
    nk(cont)=nk(cont-1)+Dn;
end

% matrice di cross-correlazione
for cont=1:N
```

```

for m=1:15
    for j=1:15
Y(j,cont)=(6.868*nk(cont)*L(j)./vm(j))./((1+10.32*nk(cont)*L(j)./vm(j)).^(5/3));
% vettore autospettri adimensionalizzati
        S(j,cont)=Y(j,cont)*sigma^2./(nk(cont));
        Coh(j,m,cont)=exp(-(2*nk(cont)*((cz^2)*(z(j)-
z(m))^2)^0.5)/(vm(j)+vm(m))); % matrice con autospettri e cross-spettri
        Sw(j,m,cont)=(S(j,cont).*S(m,cont)).^0.5.*Coh(j,m,cont);
    end
end
H(:, :, cont)=chol(2*Dn*Sw(:, :, cont));
HL(:, :, cont)=H(:, :, cont)';
BL(:, :, cont)=abs(HL(:, :, cont));
end

for ss=1:15
    for LL=1:N
        fi(ss,LL)=2*pi*rand(1); % fasi random --> rumore bianco a
distribuzione uniforme in [0 , 2pi]
    end
end

for ii=1:size(HL,1)
    t_tmp=0;
    for kk=1:N
        for jj=1:ii
            t_tmp = t_tmp + BL(ii,jj,kk)*cos(2*pi*nk(kk)*t+fi(jj,kk));
        end
    end
    u(ii,:) = t_tmp;
end

%plot velocità turbolente ad ogni punto di controllo

figure(1); plot(t,u(1,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 1');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(2); plot(t,u(2,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 2');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(3); plot(t,u(3,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 3');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(4); plot(t,u(4,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 4');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(5); plot(t,u(5,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 5');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(6); plot(t,u(6,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 6');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

```



```

figure(7); plot(t,u(7,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 7');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(8); plot(t,u(8,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 8');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(9); plot(t,u(9,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 9');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(10); plot(t,u(10,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 10');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(11); plot(t,u(11,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 11');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(12); plot(t,u(12,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 12');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(13); plot(t,u(13,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 13');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(14); plot(t,u(14,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 14');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(15); plot(t,u(15,:)); grid on;
title('velocità turbolenta al punto 15');
xlabel('tempo [s]'); ylabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(16); plot(u(:,50),z,'LineWidth',3); grid on;
title ('velocità turbolenta nei punti al tempo t=50 s');
ylabel('punto di controllo i-esimo'); xlabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(17); plot(u(:,100),z,'LineWidth',3); grid on;
title ('velocità turbolenta nei punti al tempo t=100 s');
ylabel('punto di controllo i-esimo'); xlabel('velocità turbolenta [m/s]');

figure(18); plot(u(:,150),z,'LineWidth',3); grid on;
title ('velocità turbolenta nei punti al tempo t=150 s');
ylabel('punto di controllo i-esimo'); xlabel('velocità turbolenta [m/s]');

```

A.2 Verifica correttezza della simulazione di vento turbolento

Si calcolano in ogni nodo di controllo il valore medio della velocità turbolenta e la sigma della stessa, da definizione di spettro e da definizione inferenziale.

```
% calcolo dei parametri statistici per verificare che il segnale sia
% accettabile

for iii=1:size(HL,1)
    n=length(u(iii,:));
    media(iii,1)=sum(u(iii,:))/n; % calcolo della media
    inferenziale per verifica
    sumscarti2(iii,1)=0;
    for p=1:n
        sumscarti2(iii,1)=sumscarti2(iii,1)+(u(iii,p)-media(iii,1))^2;
        sqm(iii,1)=(sumscarti2(iii,1)/(n-1))^0.5; %
    end
    ricalcolo sigma inferenziale per verifica correttezza segnale
end

u2=u.^2;
for w=1:size(HL,1)
    sigmaint(w,1)=(trapz(t,u2(w,:))/T)^0.5; % calcolo un vettore
    colonna con le sigma da definizione di integrale di spettro
end

for ww=1:size(HL,1)
    sigmaspettro(ww,1)=(trapz(nk',S(ww,:)))^0.5; % costruisco un
    vettore colonna con le sigma calcolate da autospettro per ogni punto
end

figure(19); plot(nk',S(1,:)); title('auto-spettro nodo 1'); % densità di pot
spett nodol

RRR=ifft(S(1,:));
figure(20); plot(abs(RRR)); title('autocorrelazione teorica'); % autocorrelaz
da spett da CNR

% prova per la parte dopo

freq1=nk; spett1=S(1,:);

sforse2=(trapz(nk',S(1,:)))^0.5;

% -----
% -----
% -----
```

A.3 Funzione di autocorrelazione e spettri ricalcolati

Si calcola la funzione di autocorrelazione per i nodi 1,8 e 15 e la cross-correlazione per le coppie (1,8), (8,15), (1,15). Da queste si ricalcolano poi gli auto spettri nei tre nodi considerati e i cross-spettri per le coppie di nodi.

```
% FUNZIONE AUTOCORRELAZIONE NODO 1

%%%%% dati di base

x1=u(1,:);          % vettore segnale
dim=length(t);     % lunghezza vettore tempo
% T=t(dim);        % ultimo valore del vettore tempo
dt=t(2)-t(1);      % sfasamento temporale
n=dim;

x1(2*dim)=0;       % valore segnale al tempo doppio rispetto alla lunghezza del
vett tempo

% raddoppio lunghezza segnale per garantire corretta autocorrelazione
for conttt=(dim+1):(2*dim)
    x1(conttt)=u(1,conttt-dim);
end

%%%%% creo vettore delle "tau"=tempo di sfasamento dei segnali (variabile)
for k=1:(dim)
    tau(k)=dt*(k-1);          % vett degli sfasamenti tau (che sono dei dt)
    dimtau=length(tau);      % lunghezza vett dei tau
end

%%%%% applico definizione di funzione di autocorrelazione
ss=0;
for q=1:tok
    ss=ss+dt*(1/T)*(x1(q).*x1(q));
end
R1(1)=ss;

for d=1:(nok)          % indice del tau variabile
    s=0;
    for m=1:(tok)      % indice di sommatoria sul vett tempo
        s=s+dt*(x1(m).*x1(m+d))/T;
    end
    R1(d+1)=s;
end

% parte per rendere simmetrica la R risp a ordinata

%%%%% considero il valore assoluto di R (più facile comprensione)
RR1=(abs(R1));
```

```

##### vettore tau corretto

for k=1:(dim)
    taucorr(k)=dt*(k-1);           % vett degli sfasamenti tau (che sono dei dt)
    dimtaucorr=length(taucorr);   % lunghezza vett dei tau
end

##### PLOT100 funzione di autocorrelazione R-tau
figure(101); plot(taucorr,RR1); grid on;
title('Funzione di autocorrelazione nodo 1');
XLABEL('tau [s]'); YLABEL('R [m/s]');

figure(102); plot(taucorr(1:3000),RR1(1:3000),'LineWidth', 2); grid on;
title('Funzione di autocorrelazione nodo 1');
XLABEL('tau [s]'); YLABEL('R [m/s]');

##### calcolo trasformata di Fourier della funzione di autocorrelazione =
##### spettro di potenza per definizione

SS1=fft(RR1)/(2*pi);

##### correzione trasformata di Fourier
St1=SS1;
gr=(n-1)/2;
for contt=2:(gr+1)
    St1(contt)=SS1(contt);
end
for conttt=(n-gr+1):n
    St1(conttt)=0;
end

SSt1=real(St1);

figure(103); plot(SSt1); grid on;

% dimensionalizzo l'autospettro ricalcolato da R
for cont=1:N
    Yt1(cont)=(nk(cont).*SSt1(cont))/R1(1);
end

##### integrale dello spettro che deve dare la frequenza
sigma_autocorr1 = (trapz(nk',SSt1(1:length(nk))))^0.5;

##### PLOT101 spettro di potenza costruito
figure(104); plot(log(nk),Yt1); grid on;
title('Spettro di potenza adimensionale in scala logaritmica nodo 1');
XLABEL('frequenze [Hertz]'); YLABEL('nS/R(0) [m^2/s]');
% AXIS([XMIN XMAX YMIN YMAX])

ntk=linspace(0,ncutoff,length(SSt1));

figure(105); title('confronto tra i due autospettri');

```

```

plot(freql,spettl,'. blue',ntk,SSt1,'red','LineWidth', 2); grid on; %
confronto tra spettro teorico e spettro ricalcolato

% FUNZIONE CROSS-CORRELAZIONE NODO 1,8

%%%% dati di base

x1=u(1,:); % vettore segnale
x8=u(8,:);
dim=length(t); % lunghezza vettore tempo
% T=t(dim); % ultimo valore del vettore tempo
dt=t(2)-t(1); % sfasamento temporale
n=dim;

x1(2*dim)=0; % valore segnale al tempo doppio rispetto alla lunghezza del
vett tempo
x8(2*dim)=0; % valore segnale al tempo doppio rispetto alla lunghezza del
vett tempo

% raddoppio lunghezza segnale per garantire corretta autocorrelazione
for conttt=(dim+1):(2*dim)
    x1(conttt)=u(1,conttt-dim);
end

for conttt=(dim+1):(2*dim)
    x8(conttt)=u(8,conttt-dim);
end

%%%% creo vettore delle "tau"=tempo di sfasamento dei segnali (variabile)
for k=1:(dim)
    tau(k)=dt*(k-1); % vett degli sfasamenti tau (che sono dei dt)
    dimtau=length(tau); % lunghezza vett dei tau
end

%%%% applico definizione di funzione di autocorrelazione
ss=0;
for q=1:tok
    ss=ss+dt*(1/T)*(x1(q).*x8(q));
end
R18(1)=ss;

for d=1:(nok) % indice del tau variabile
    s=0;
    for m=1:(tok) % indice di sommatoria sul vett tempo
        s=s+dt*(x1(m).*x8(m+d))/T;
    end
    R18(d+1)=s;
end

% parte per rendere simmetrica la R risp a ordinata

```

```

##### considero il valore assoluto di R (più facile comprensione)
RR18=(abs(R18));

##### vettore tau corretto

for k=1:(dim)
    taucorr(k)=dt*(k-1);          % vett degli sfasamenti tau (che sono dei dt)
    dimtaucorr=length(taucorr);  % lunghezza vett dei tau
end

##### PLOT100 funzione di autocorrelazione R-tau
figure(106); plot(taucorr,RR18); grid on;
title('Funzione di cross-correlazione nodo 1,8');
XLABEL('tau [s]'); YLABEL('R [m/s]');

figure(107); plot(taucorr(1:3000),RR18(1:3000),'LineWidth', 2); grid on;
title('Funzione di cross-correlazione nodi 1,8');
XLABEL('tau [s]'); YLABEL('R [m/s]');

##### calcolo trasformata di Fourier della funzione di autocorrelazione =
##### spettro di potenza per definizione

SS18=fft(RR18)/(2*pi);

##### correzione trasformata di Fourier
St18=SS18;
gr=(n-1)/2;
for contt=2:(gr+1)
    St18(contt)=SS18(contt);
end
for conttt=(n-gr+1):n
    St18(conttt)=0;
end

SSt18=real(St18);

figure(108); plot(SSt18); grid on;

% dimensionalizzo l'autospettro ricalcolato da R
for cont=1:N
    Yt18(cont)=(nk(cont).*SSt18(cont))/R18(1);
end

##### integrale dello spettro che deve dare la frequenza
sigma_autocorr1 = (trapz(nk',SSt18(1:length(nk))))^0.5;

##### PLOT101 spettro di potenza costruito
figure(109); plot((log(nk)),Yt18); grid on;
title('Cross-Spettro di potenza adimensionale in scala logaritmica nodo 1,8');
XLABEL('frequenze [Hertz]'); YLABEL('nS/R(0) [m^2/s]');
% AXIS([XMIN XMAX YMIN YMAX])

ntk=linspace(0,ncutoff,length(SSt18));

```

```

Sw0=0;
for o=1:10000
    ffff18(o)=Sw0+Sw(1,8,o);
end

spett18=ffff18;

figure(110); title('confronto tra i due cross-spettri');
plot(freql,spett18,'. blue',ntk,SSt18,'red','LineWidth', 2); grid on; %
confronto tra spettro teorico e spettro ricalcolato

% FUNZIONE CROSS-CORRELAZIONE NODO 8,15

##### dati di base

x8=u(8,:); % vettore segnale
x15=u(15,:);
dim=length(t); % lunghezza vettore tempo
% T=t(dim); % ultimo valore del vettore tempo
dt=t(2)-t(1); % sfasamento temporale
n=dim;

x15(2*dim)=0; % valore segnale al tempo doppio rispetto alla lunghezza del
vett tempo
x8(2*dim)=0; % valore segnale al tempo doppio rispetto alla lunghezza del
vett tempo

% raddoppio lunghezza segnale per garantire corretta autocorrelazione
for conttt=(dim+1):(2*dim)
    x15(conttt)=u(15,conttt-dim);
end

for conttt=(dim+1):(2*dim)
    x8(conttt)=u(8,conttt-dim);
end

##### creo vettore delle "tau"=tempo di sfasamento dei segnali (variabile)
for k=1:(dim)
    tau(k)=dt*(k-1); % vett degli sfasamenti tau (che sono dei dt)
    dimtau=length(tau); % lunghezza vett dei tau
end

##### applico definizione di funzione di autocorrelazione
ss=0;
for q=1:tok
    ss=ss+dt*(1/T)*(x8(q).*x15(q));
end
R815(1)=ss;

for d=1:(nok) % indice del tau variabile
    s=0;
    for m=1:(tok) % indice di sommatoria sul vett tempo
        s=s+dt*(x8(m).*x15(m+d))/T;
    end
end

```

```

    R815(d+1)=s;
end

% parte per rendere simmetrica la R risp a ordinata

##### considero il valore assoluto di R (più facile comprensione)
RR815=(abs(R815));

##### vettore tau corretto

for k=1:(dim)
    taucorr(k)=dt*(k-1);          % vett degli sfasamenti tau (che sono dei dt)
    dimtaucorr=length(taucorr);  % lunghezza vett dei tau
end

##### PLOT100 funzione di autocorrelazione R-tau
figure(111); plot(taucorr,RR815); grid on;
title('Funzione di cross-correlazione nodo 8,15');
XLABEL('tau [s]'); YLABEL('R [m/s]');

figure(112); plot(taucorr(1:3000),RR815(1:3000),'LineWidth', 2); grid on;
title('Funzione di cross-correlazione nodo 8,15');
XLABEL('tau [s]'); YLABEL('R [m/s]');

##### calcolo trasformata di Fourier della funzione di autocorrelazione =
##### spettro di potenza per definizione

SS815=fft(RR815)/(2*pi);

##### correzione trasformata di Fourier
St815=SS815;
gr=(n-1)/2;
for contt=2:(gr+1)
    St815(contt)=SS815(contt);
end
for conttt=(n-gr+1):n
    St815(conttt)=0;
end

SSt815=real(St815);

figure(113); plot(SSt815); grid on;

% dimensionalizzo l'autospettro ricalcolato da R
for cont=1:N
    Yt815(cont)=(nk(cont).*SSt815(cont))/R815(1);
end

##### integrale dello spettro che deve dare la frequenza
sigma_autocorr1 = (trapz(nk',SSt815(1:length(nk))))^0.5;

```



```

##### PLOT101 spettro di potenza costruito
figure(114); plot((log(nk)),Yt815); grid on;
title('Cross-Spettro di potenza adimensionale in scala logaritmica nodo 8,15');
XLABEL('frequenze [Hertz]'); YLABEL('nS/R(0) [m^2/s]');
% AXIS([XMIN XMAX YMIN YMAX])

ntk=linspace(0,ncutoff,length(SSt815));

Sw0=0;
for o=1:10000
    ffff815(o)=Sw0+Sw(8,15,o);
end

spett815=ffff815;

figure(115); title('confronto tra i due cross-spettri');
plot(freq1,spett815,'. blue',ntk,SSt815,'red','LineWidth', 2); grid on; %
confronto tra spettro teorico e spettro ricalcolato

% FUNZIONE CROSS-CORRELAZIONE NODO 1,15

##### dati di base

x1=u(1,:); % vettore segnale
x15=u(15,:);
dim=length(t); % lunghezza vettore tempo
% T=t(dim); % ultimo valore del vettore tempo
dt=t(2)-t(1); % sfasamento temporale
n=dim;

x1(2*dim)=0; % valore segnale al tempo doppio rispetto alla lunghezza del
vett tempo
x15(2*dim)=0; % valore segnale al tempo doppio rispetto alla lunghezza del
vett tempo

% raddoppio lunghezza segnale per garantire corretta autocorrelazione
for conttt=(dim+1):(2*dim)
    x1(conttt)=u(1,conttt-dim);
end

for conttt=(dim+1):(2*dim)
    x15(conttt)=u(15,conttt-dim);
end

##### creo vettore delle "tau"=tempo di sfasamento dei segnali (variabile)
for k=1:(dim)
    tau(k)=dt*(k-1); % vett degli sfasamenti tau (che sono dei dt)
    dimtau=length(tau); % lunghezza vett dei tau
end

##### applico definizione di funzione di autocorrelazione
ss=0;
for q=1:tok
    ss=ss+dt*(1/T)*(x1(q).*x15(q));

```

```

end
R115(1)=ss;

for d=1:(nok) % indice del tau variabile
    s=0;
    for m=1:(tok) % indice di sommatoria sul vett tempo
        s=s+dt*(x1(m).*x15(m+d))/T;
    end
    R115(d+1)=s;
end

% parte per rendere simmetrica la R risp a ordinata

%%%% considero il valore assoluto di R (più facile comprensione)
RR115=(abs(R115));

%%%% vettore tau corretto

for k=1:(dim)
    taucorr(k)=dt*(k-1); % vett degli sfasamenti tau (che sono dei dt)
    dimtaucorr=length(taucorr); % lunghezza vett dei tau
end

%%%% PLOT100 funzione di autocorrelazione R-tau
figure(116); plot(taucorr,RR115); grid on;
title('Funzione di cross-correlazione nodo 1,15');
xlabel('tau [s]'); ylabel('R [m/s]');

figure(117); plot(taucorr(1:3000),RR115(1:3000),'LineWidth', 2); grid on;
title('Funzione di cross-correlazione nodo 1,15');
xlabel('tau [s]'); ylabel('R [m/s]');

%%%% calcolo trasformata di Fourier della funzione di autocorrelazione =
%%%% spettro di potenza per definizione

SS115=fft(RR115)/(2*pi);

%%%% correzione trasformata di Fourier
St115=SS115;
gr=(n-1)/2;
for contt=2:(gr+1)
    St115(contt)=SS115(contt);
end
for conttt=(n-gr+1):n
    St115(conttt)=0;
end

SSt115=real(St115);

figure(118); plot(SSt115); grid on;

% dimensionalizzo l'autospettro ricalcolato da R

```

```

for cont=1:N
    Yt115(cont)=(nk(cont).*SSt115(cont))/R115(1);
end

%%%% integrale dello spettro che deve dare la frequenza
sigma_autocorr1 = (trapz(nk',SSt115(1:length(nk))))^0.5;

%%%% PLOT101 spettro di potenza costruito
figure(119); plot((log(nk)),Yt115); grid on;
title('Cross-Spettro di potenza adimensionale in scala logaritmica nodo 1,15');
XLABEL('frequenze [Hertz]'); YLABEL('nS/R(0) [m^2/s]');
% AXIS([XMIN XMAX YMIN YMAX])

ntk=linspace(0,ncutoff,length(SSt115));

Sw0=0;
for o=1:10000
    ffff115(o)=Sw0+Sw(1,15,o);
end

spett115=ffff115;

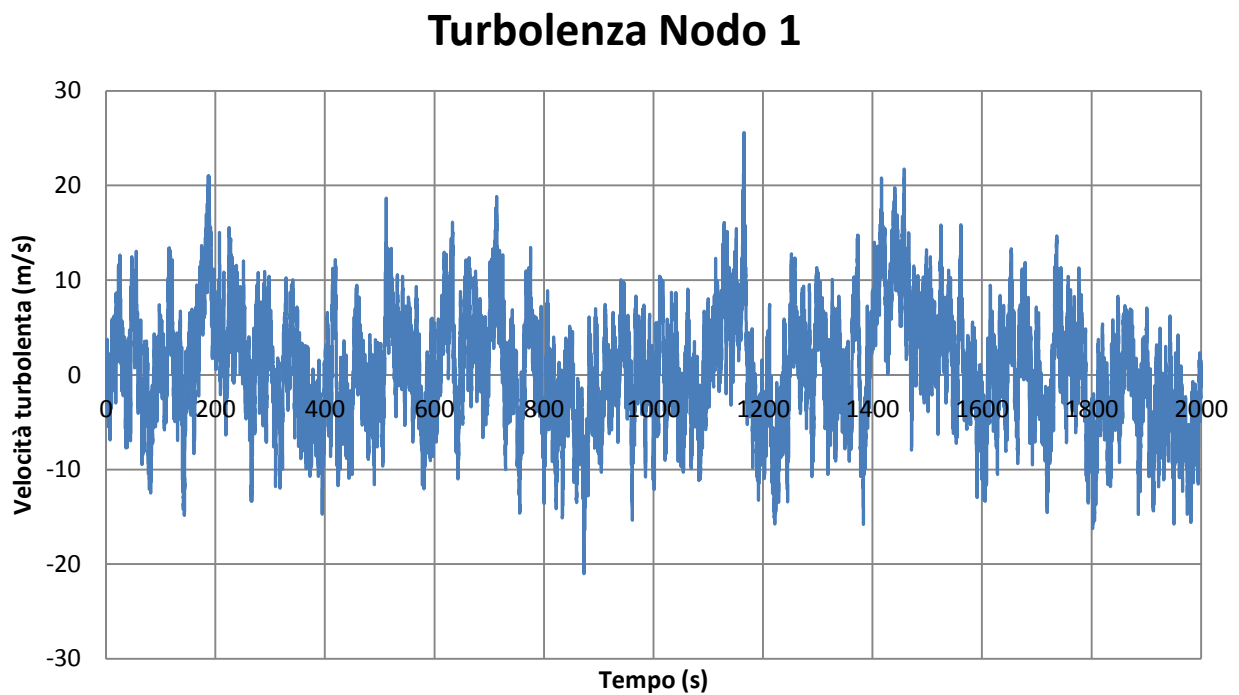
figure(120); title('confronto tra i due Cross-spettri');
plot(freq1,spett115,'. blue',ntk,SSt115,'red','LineWidth', 2); grid on; %
confronto tra spettro teorico e spettro ricalcolato

```

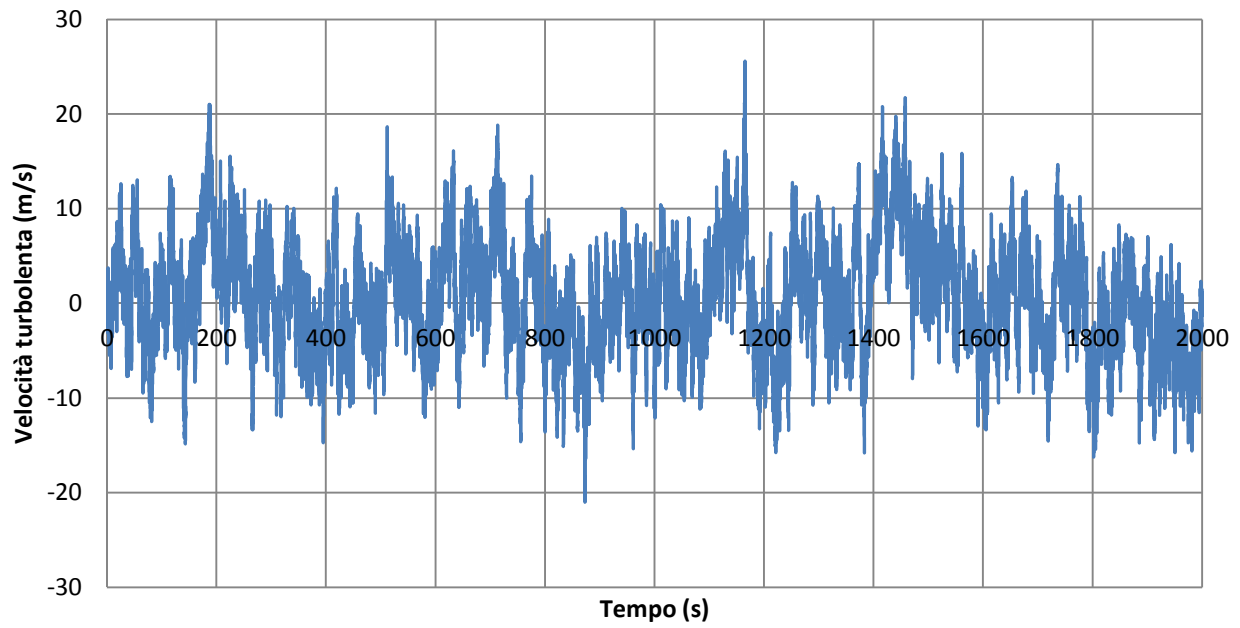
APPENDICE B – STORIE DI VENTO GENERATE

B.1 Storie di vento turbolento

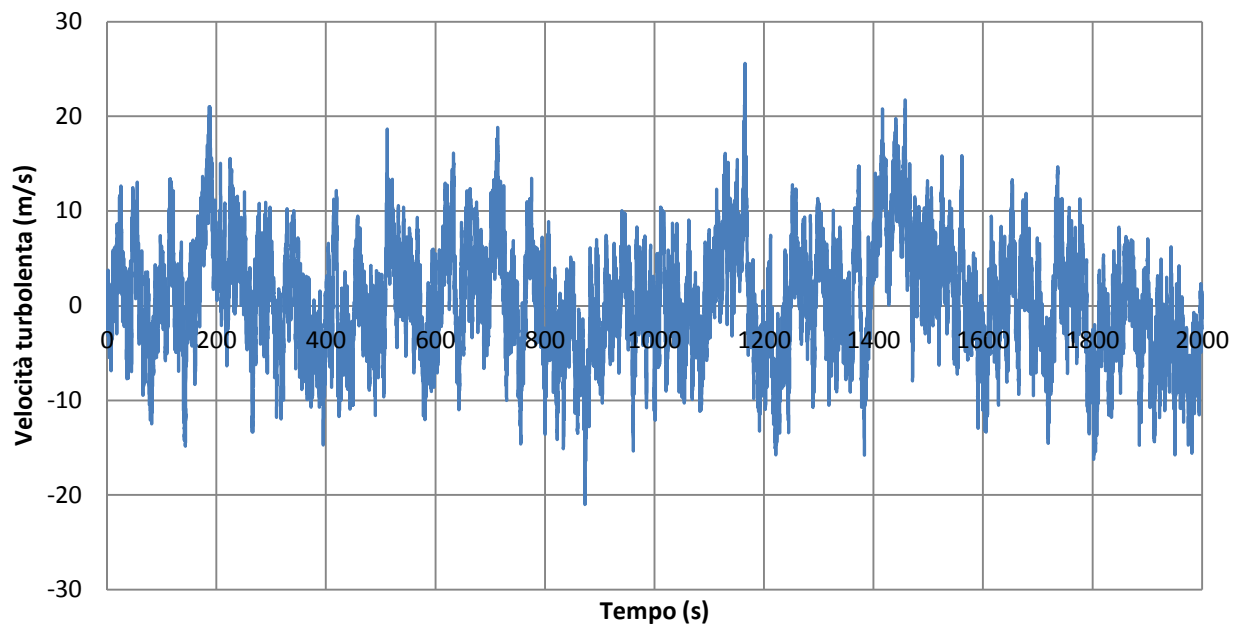
Nel seguito si riportano le storie di vento turbolento generate dall'algoritmo MatLab riportato in APPENDICE A.



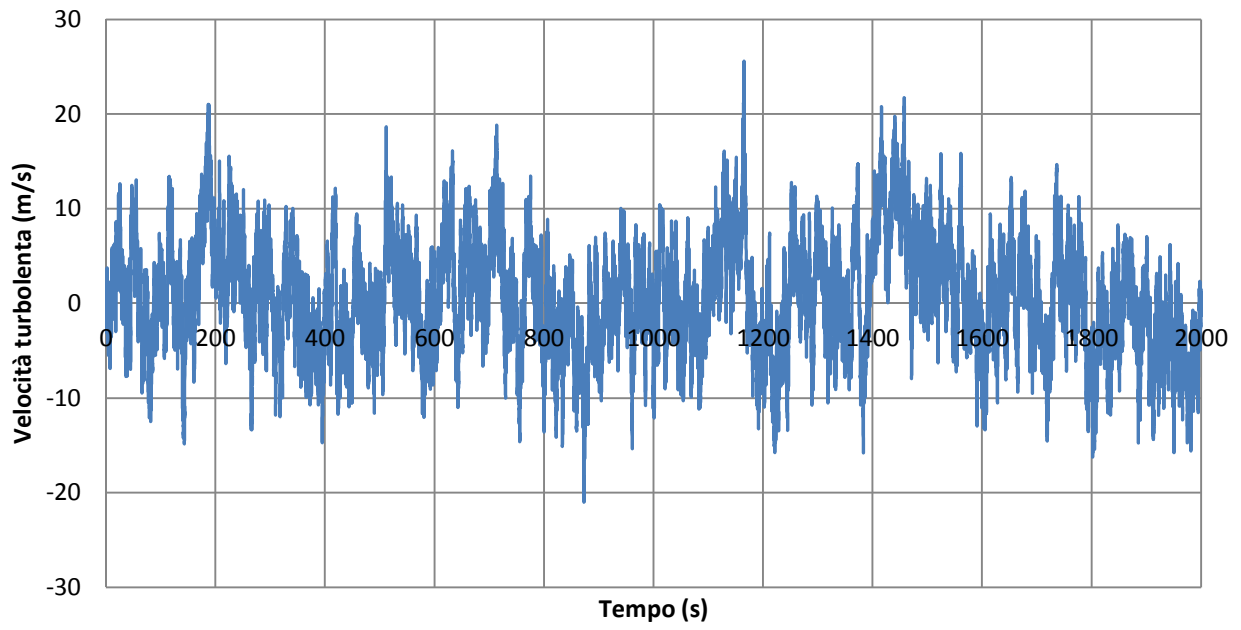
Turbolenza Nodo 2



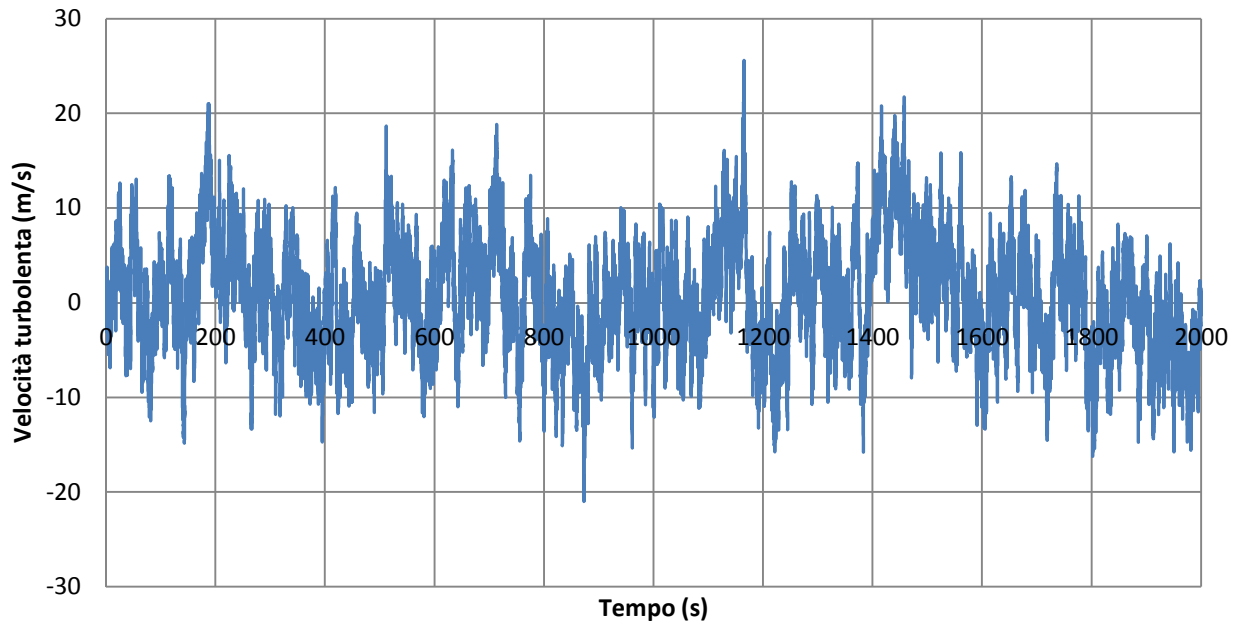
Turbolenza Nodo 3



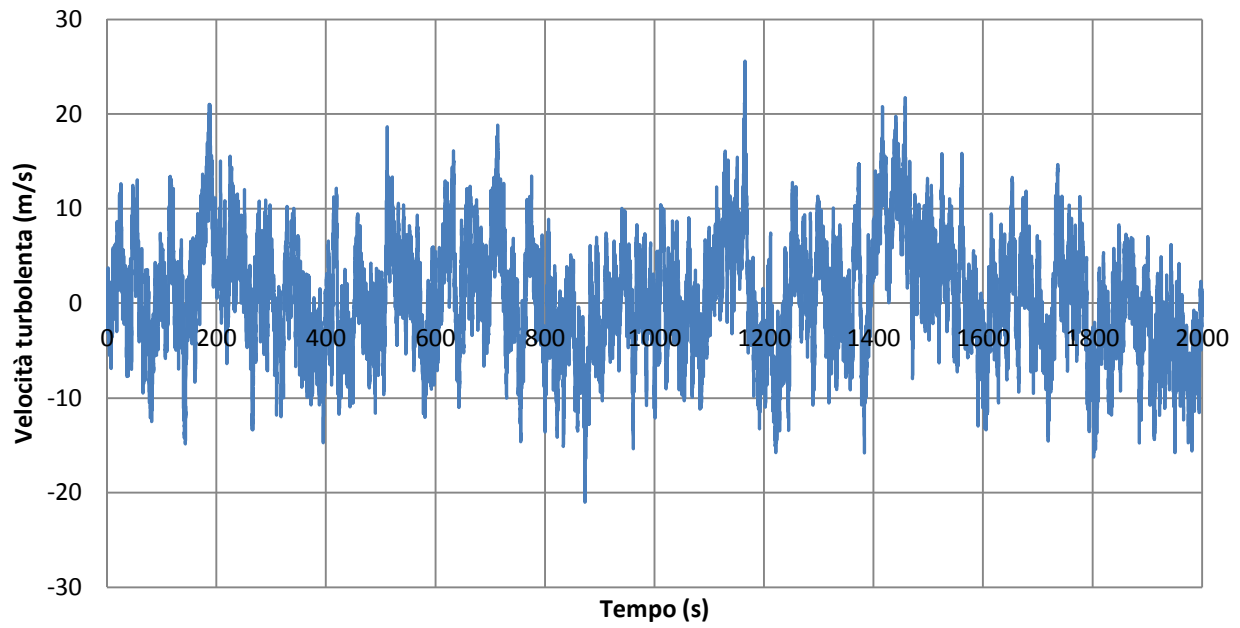
Turbolenza Nodo 4



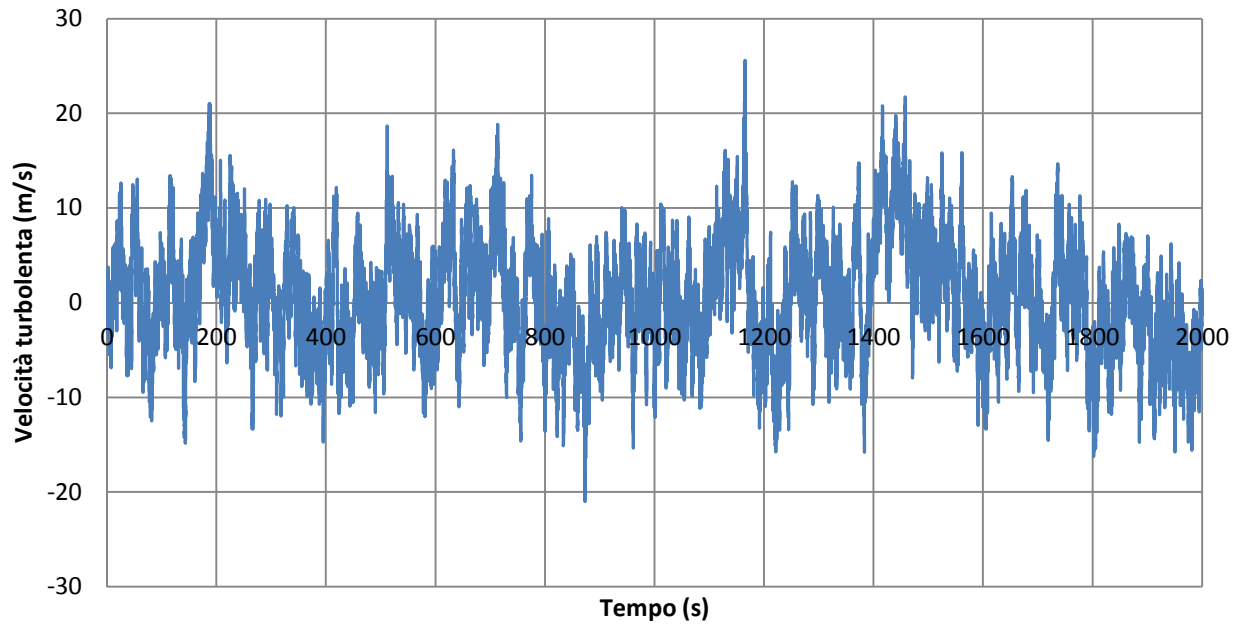
Turbolenza Nodo 5



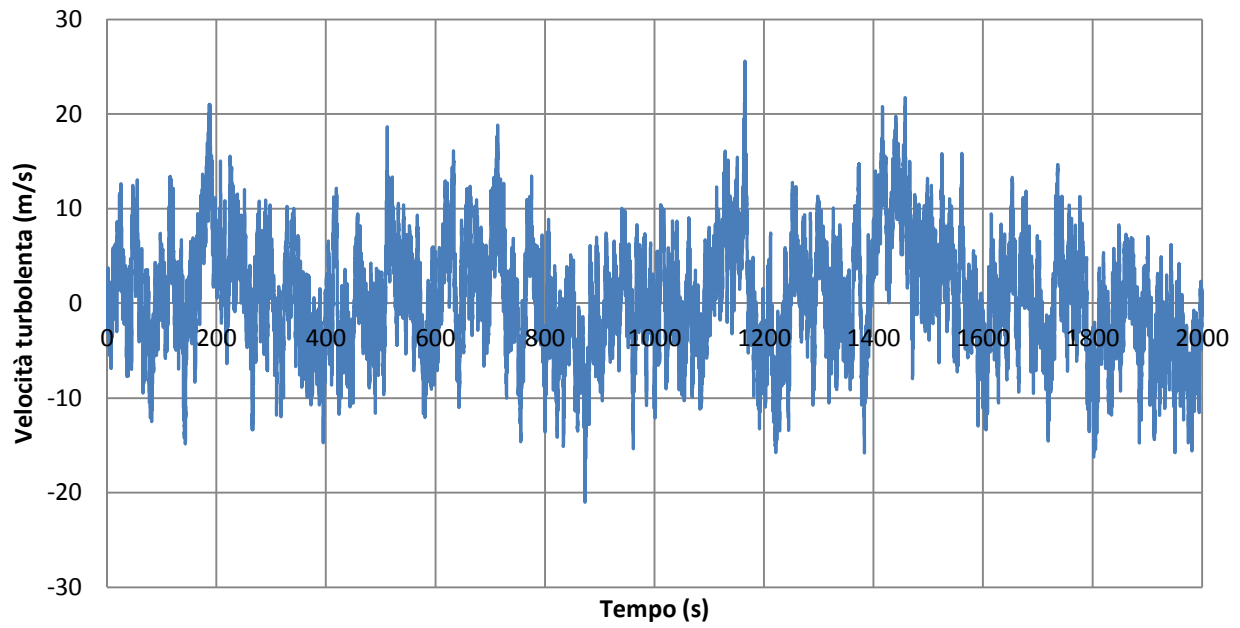
Turbolenza Nodo 6



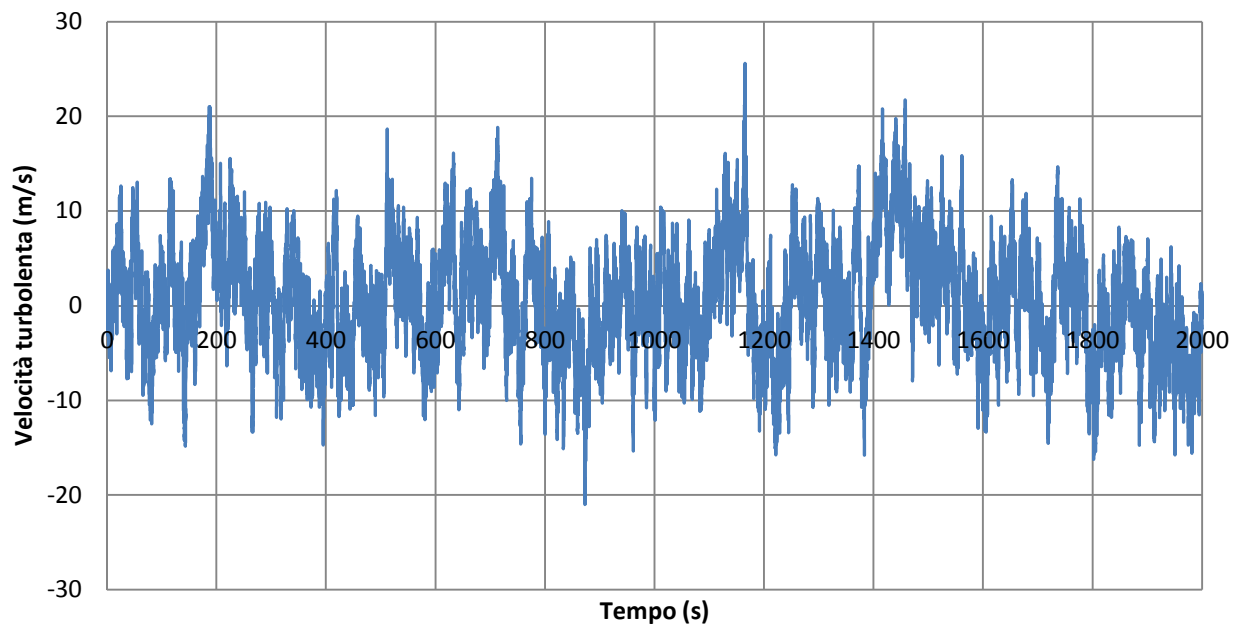
Turbolenza Nodo 7



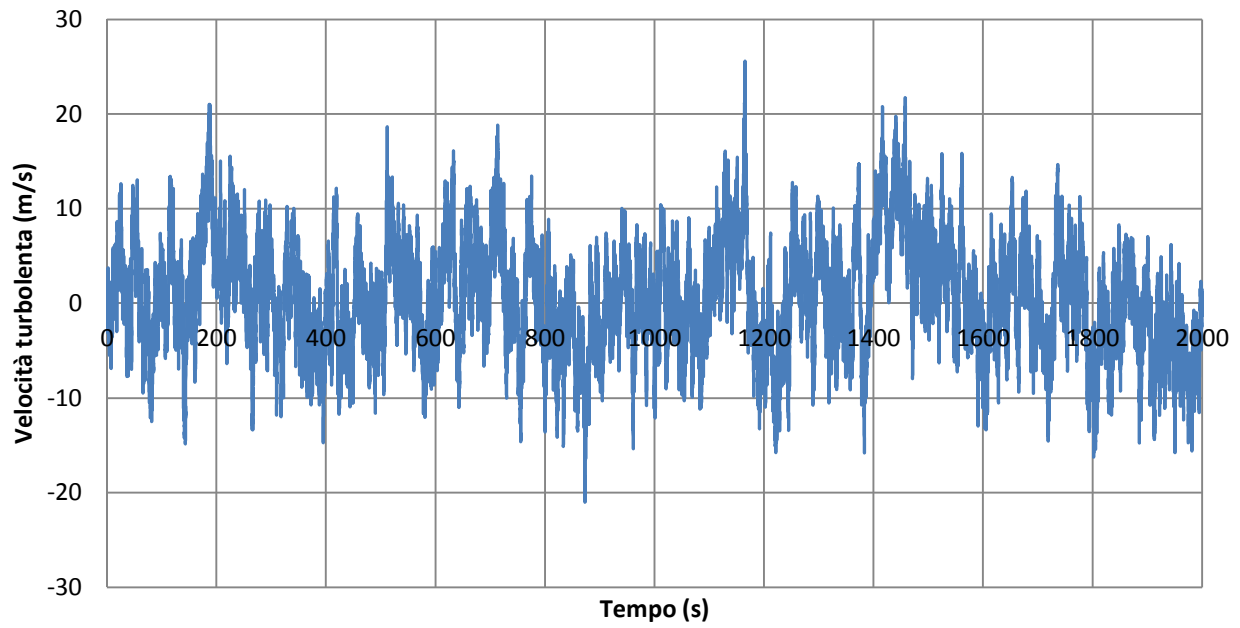
Turbolenza Nodo 8



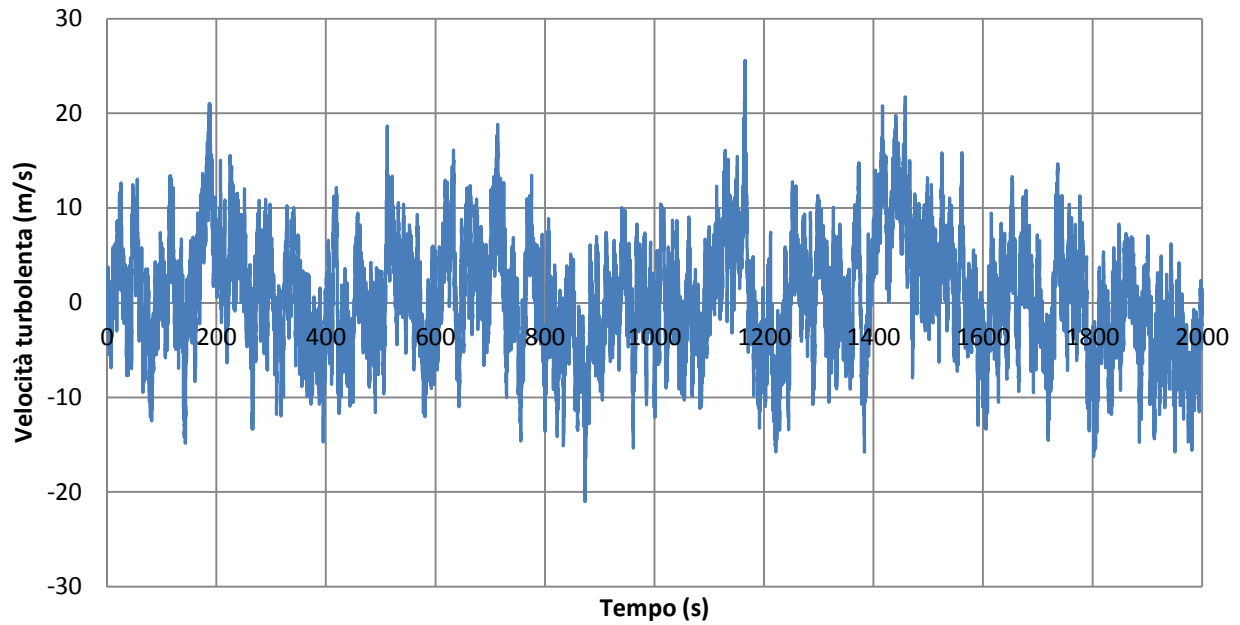
Turbolenza Nodo 9



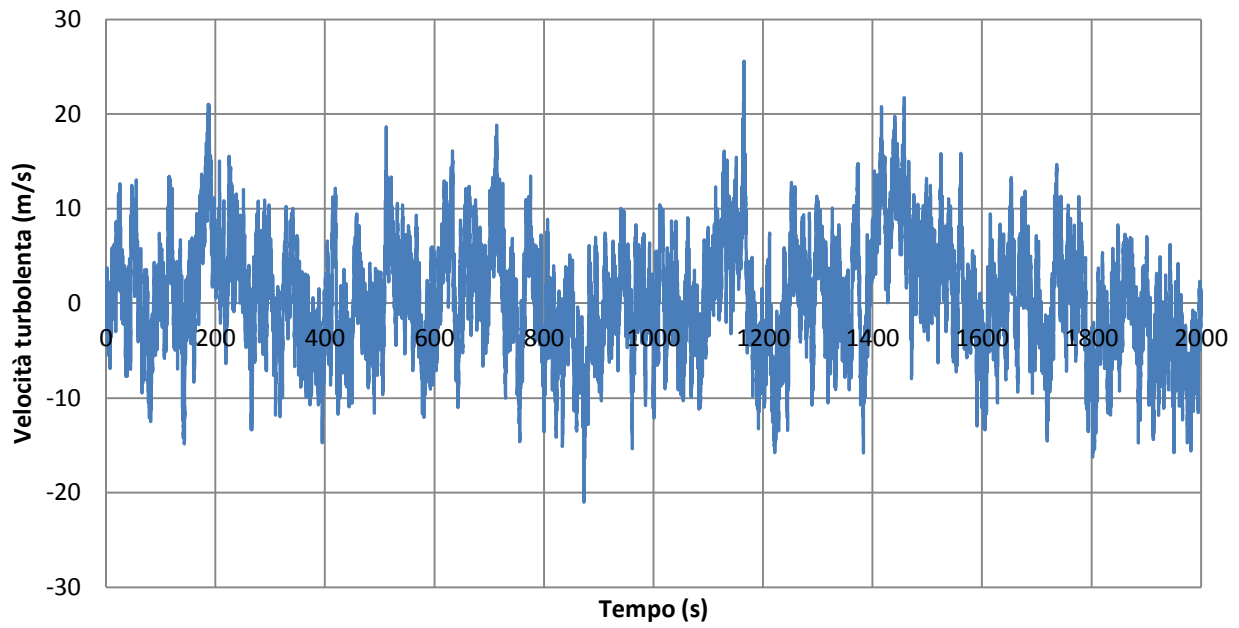
Turbolenza Nodo 10



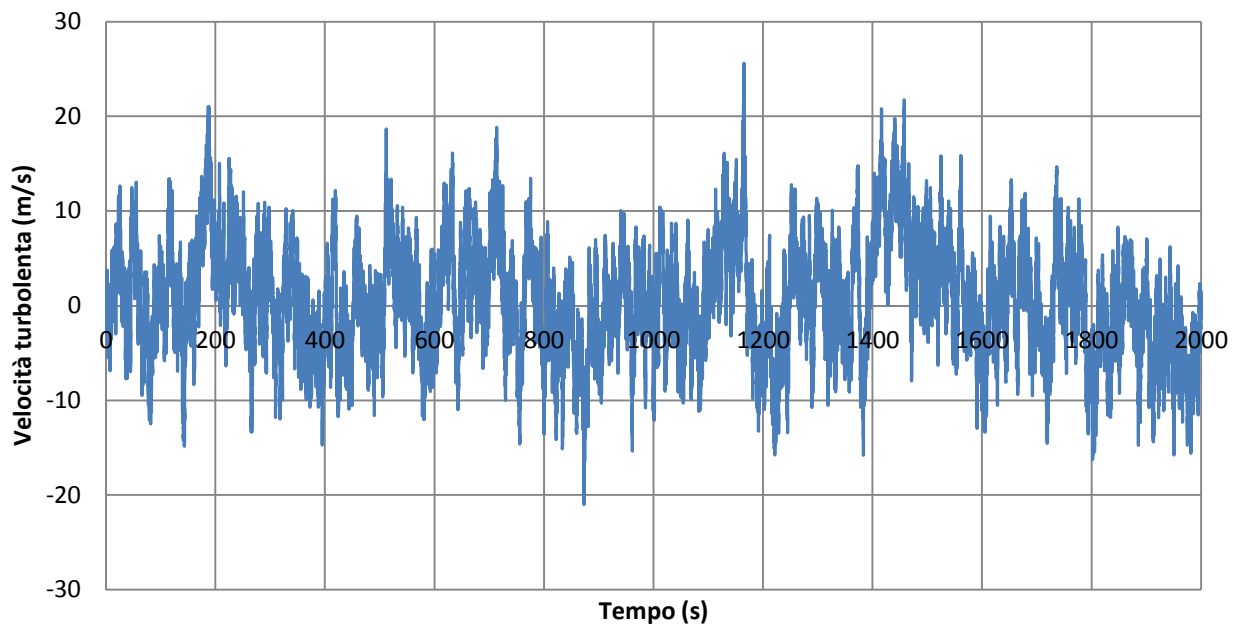
Turbolenza Nodo 11



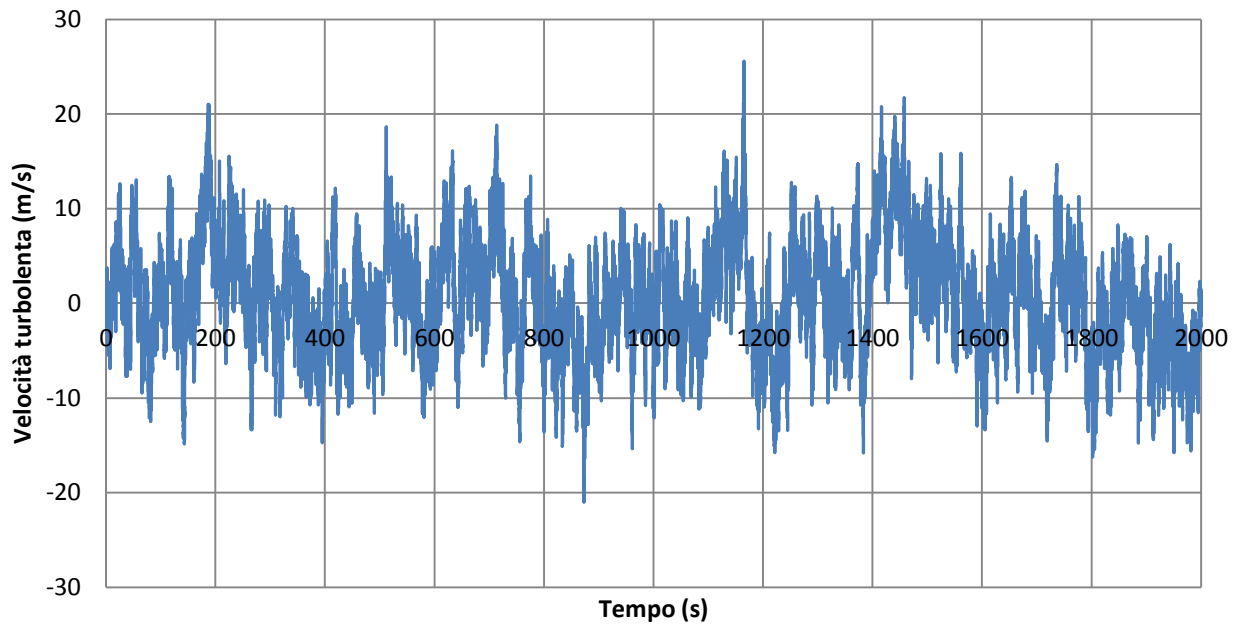
Turbolenza Nodo 12



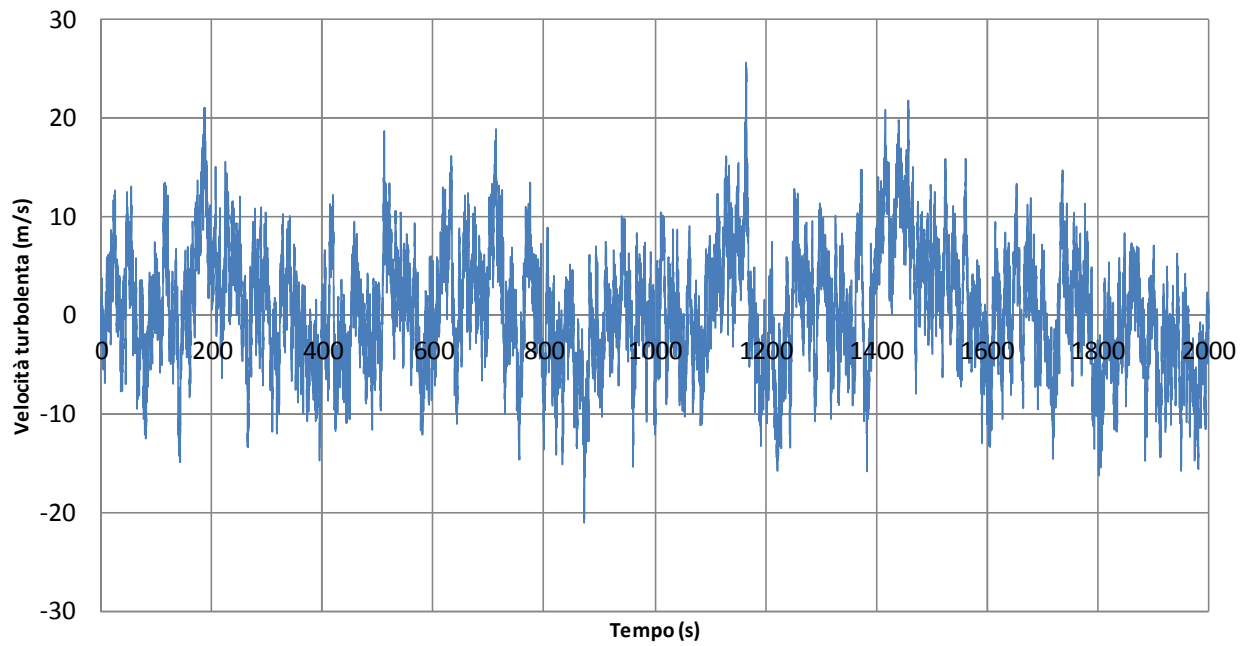
Turbolenza Nodo 13



Turbolenza Nodo 14



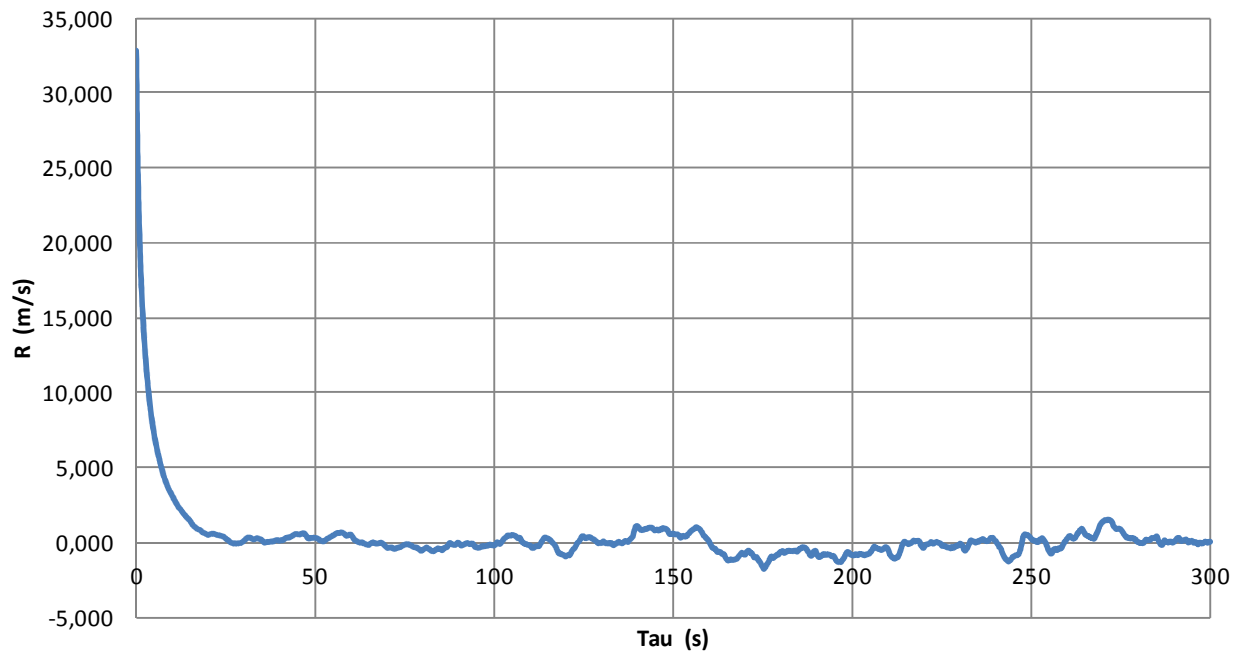
Turbolenza Nodo 15



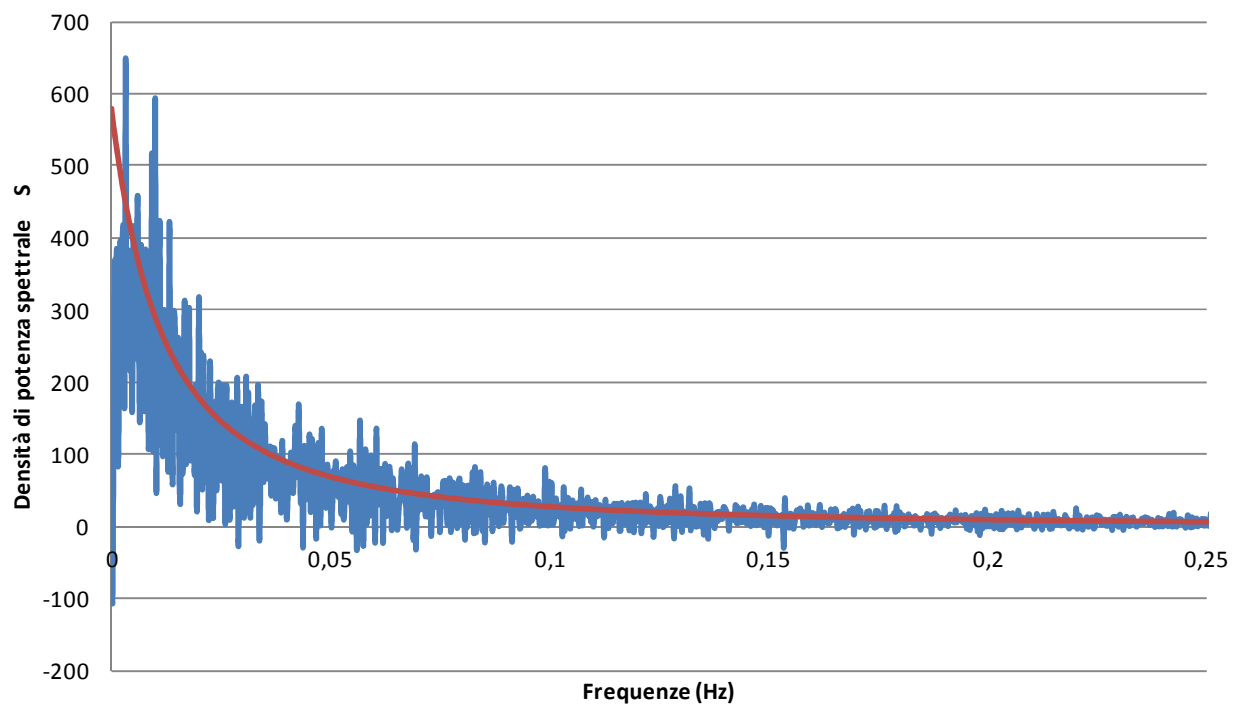
B.2 Spettri e funzioni di autocorrelazione

Si riporta funzione di autocorrelazione e spettro dimensionalizzato confrontato con lo spettro teorico; si considera un solo nodo in quanto per le proprietà statistiche del vento turbolento i risultati sono analoghi per tutti gli altri nodi.

Autocorrelazione Nodo 1



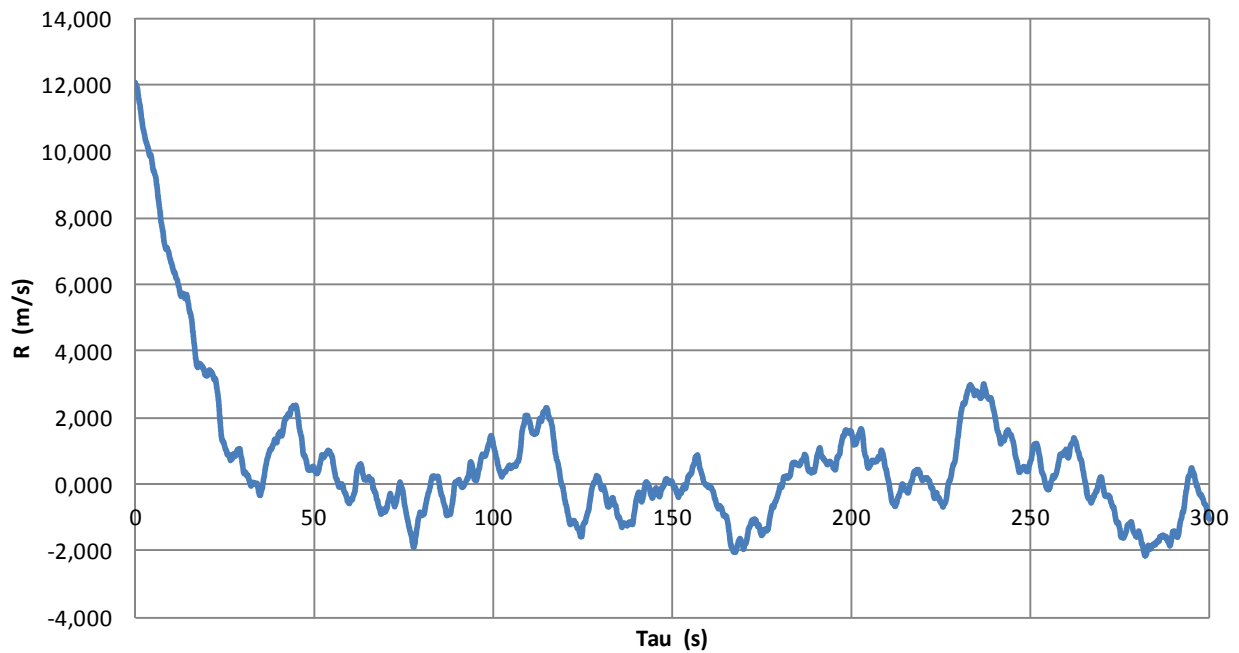
Spettro Nodo 1



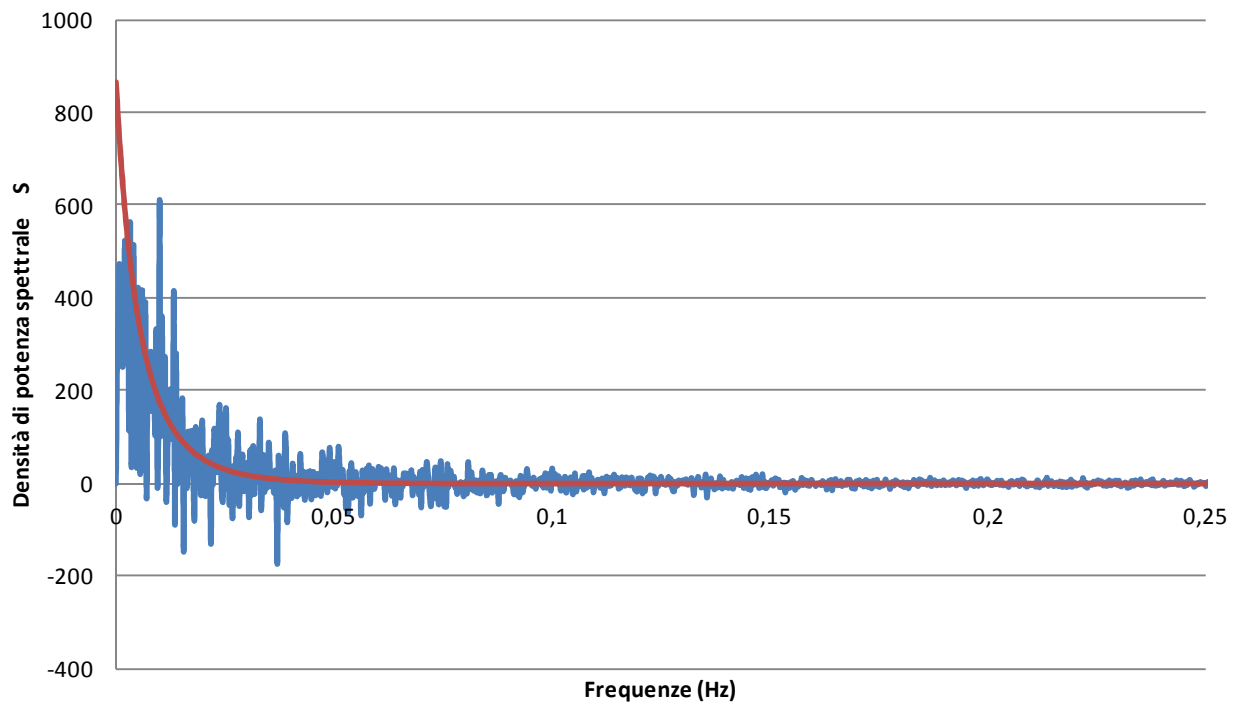
B.3 Cross-Spettri e funzioni di cross-correlazione

Si riportano le funzioni di cross-correlazione e i cross-spettri dimensionalizzati dei vari nodi confrontati con i cross-spettri teorici calcolati da Normativa CNR, per tre coppie di punti.

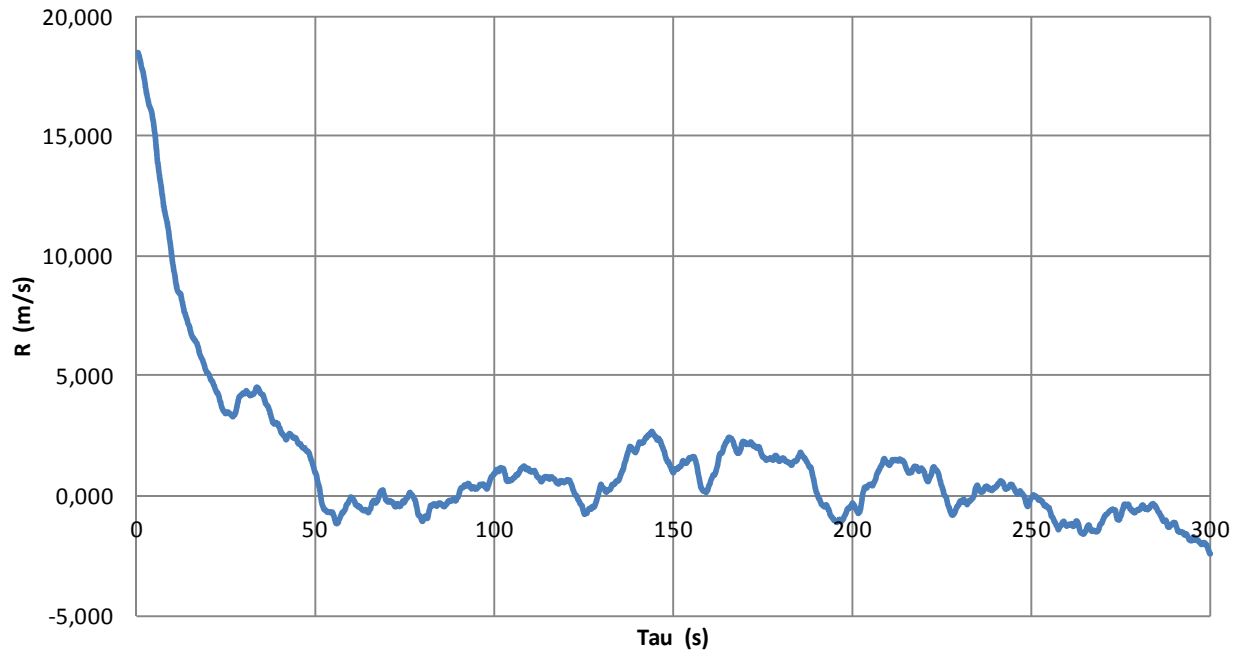
Cross-correlazione Nodi 1,8



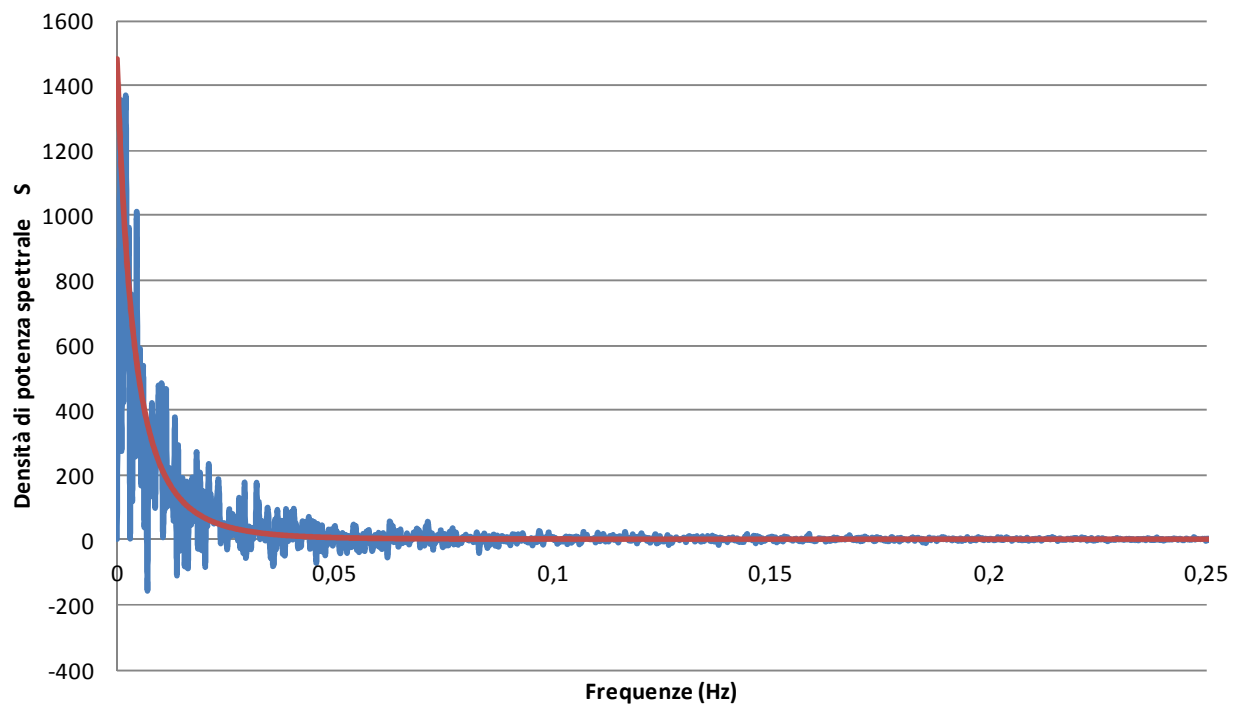
Cross-Spettro Nodi 1,8



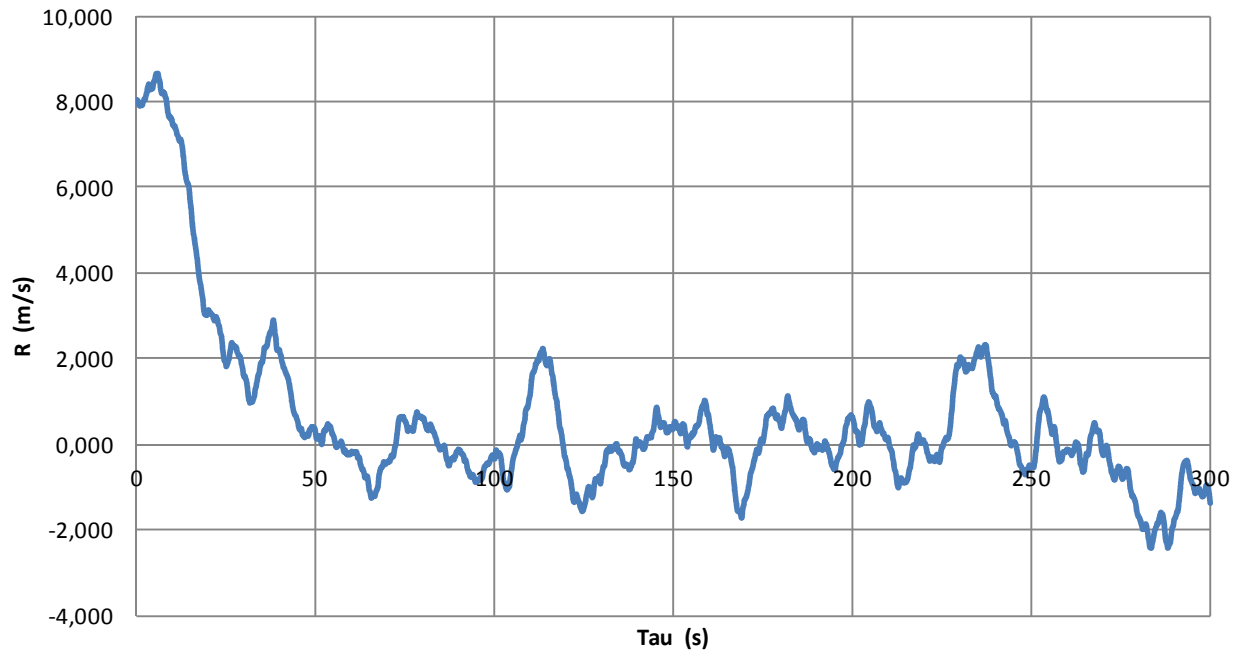
Cross-correlazione Nodi 8,15



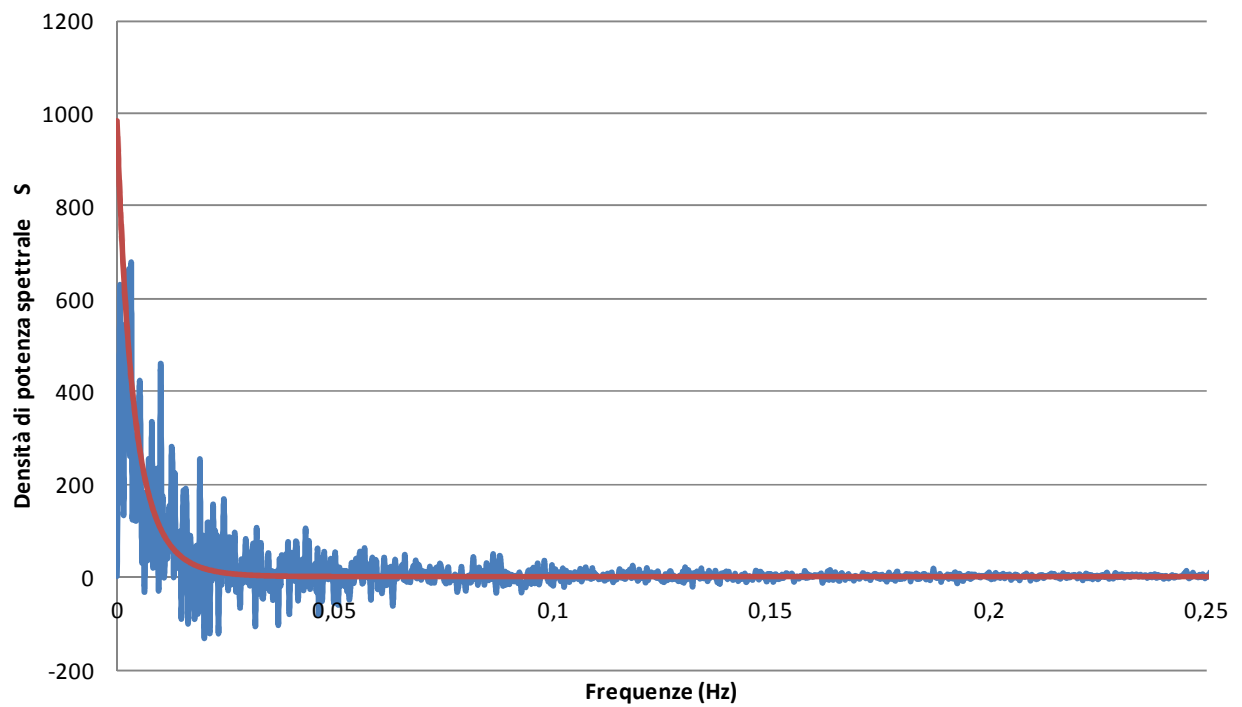
Cross-Spettro Nodi 8,15



Cross-correlazione Nodi 1,15



Cross-Spettro Nodi 1,15



APPENDICE C – NORMATIVA CNR-DT 207/2008

Per la scelta dei parametri alla base della simulazione del vento turbolento, quali la scelta della rugosità del terreno, classi di appartenenza e coefficienti topografici si è fatto riferimento alla Normativa in parola di cui si riportano le sezioni usate; la sezione 3 per la definizione del profilo di azione eolica e l'appendice E per la definizione della turbolenza atmosferica di progetto.

3.2 VELOCITA' E PRESSIONE CINETICA DEL VENTO

(1)P La velocità istantanea del vento varia casualmente nel tempo e nello spazio. Essa è costituita da una parte media, variabile lentamente nel tempo e nello spazio, e da una fluttuazione turbolenta a media nulla, variabile rapidamente nel tempo e nello spazio. Si definisce pressione cinetica di picco il valore atteso della pressione cinetica massima. I valori di progetto della velocità media e della fluttuazione turbolenta del vento dipendono dalla posizione geografica e dall'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione, dalle caratteristiche locali del terreno, in particolare dalla rugosità e dalla topografia, dall'altezza sul suolo, dalla probabilità di superamento in un anno o dal periodo di ritorno. I valori di progetto della pressione cinetica di picco del vento dipendono dalle stesse grandezze e, inoltre, dalla densità dell'aria.

(2)P La valutazione della velocità di progetto e della pressione cinetica di picco del vento procede secondo i passi seguenti:

- (a) definita la posizione geografica e l'altitudine sul livello del mare della costruzione, si valuta la velocità base di riferimento v_b (paragrafo 3.2.1);
- (b) definito il periodo di ritorno di progetto T_R , si valuta la velocità di riferimento di progetto v_r (paragrafo 3.2.2);
- (c) definita la rugosità locale del terreno nel sito ove sorge la costruzione, si determina la categoria di esposizione (paragrafo 3.2.3);
- (d) definita la topografia locale del sito ove sorge la costruzione, si valuta il coefficiente di topografia c_t (paragrafo 3.2.4);
- (e) ove necessario (per la determinazione delle azioni aerodinamiche sui corpi con superfici arrotondate o per l'analisi dei fenomeni dinamici e aeroelastici), si valuta la velocità media del vento v_m (paragrafo 3.2.5);
- (f) ove necessario (per l'analisi dei fenomeni dinamici e aeroelastici), si valuta l'intensità della turbolenza I_v e la scala integrale della turbolenza L_v (paragrafo 3.2.6);
- (g) si valuta la pressione cinetica di picco del vento q_p (paragrafo 3.2.7).

3.2.1 Velocità base di riferimento

(1) La velocità base di riferimento v_b caratterizza la ventosità della zona ove sorge la costruzione. Essa è definita come il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione, paragrafo 3.2.3), riferito a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

(2) In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche (Appendice B) che tengano conto della rugosità del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento (Appendice C), per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, la velocità base di riferimento non dovrà essere assunta minore del valore dato dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad (3.1)$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata dalla Tabella 3.I in funzione della zona (Figura 3.1) ove sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0 \quad (3.2a)$$

$$c_a = 1 + k_a \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0 \quad (3.2b)$$

dove:

a_0, k_a sono parametri assegnati dalla Tabella 3.I in funzione della zona (Figura 3.1) ove sorge la costruzione;

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.I – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le diverse zone italiane.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

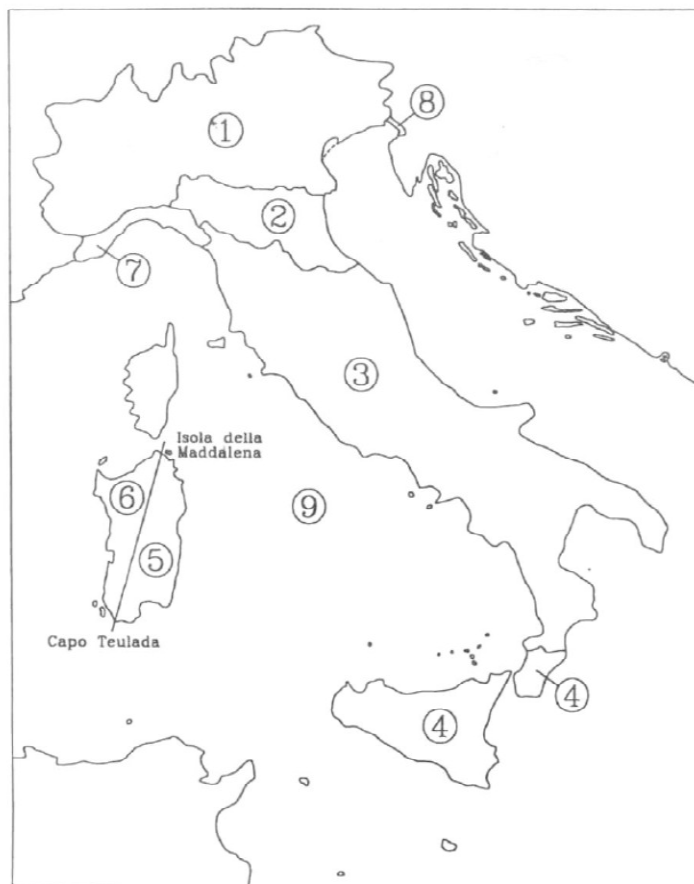


Figura 3.1 – Zone caratterizzate da diversi valori della velocità di riferimento.

(3) Per località poste a quote superiori di 1500 m sul livello del mare, il valore della velocità base di riferimento può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate (Appendice B). Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, il valore utilizzato non dovrà essere minore di quello previsto per 1500 m di altitudine.

(4)P L'Appendice B fornisce alcune linee guida per la valutazione della velocità base di riferimento v_b utilizzando metodi e dati adeguatamente comprovati.

3.2.2 Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

(1) La velocità di riferimento di progetto v_r è il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione, paragrafo 3.2.3), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

(2) In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche (Appendice B), tale velocità è fornita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad (3.3)$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni (paragrafo 3.2.1);

c_r è il coefficiente di ritorno fornito dall'espressione (Figura 3.2):

$$c_r = 0,75 \quad \text{per } T_R = 1 \text{ anno} \quad (3.4a)$$

$$c_r = 0,75 + 0,0652 \ln(T_R) \quad \text{per } 1 \text{ anno} \leq T_R < 5 \text{ anni} \quad (3.4b)$$

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad \text{per } 5 \text{ anni} \leq T_R < 50 \text{ anni} \quad (3.4c)$$

$$c_r = 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni} \quad (3.4d)$$

dove T_R è il periodo di ritorno di progetto espresso in anni.

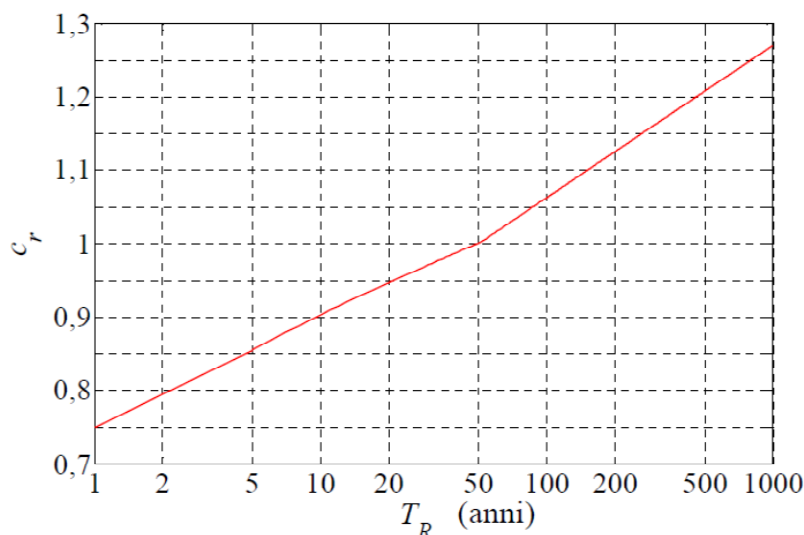


Figura 3.2 – Diagramma del coefficiente di ritorno c_r in funzione del periodo di ritorno T_R .

(3)P L'Appendice A fornisce alcune linee guida per la scelta del periodo di ritorno di progetto. L'Appendice B fornisce alcune linee guida per la valutazione della velocità di riferimento di progetto v_R sulla base di metodi e dati adeguatamente comprovati.

3.2.3 Categoria di esposizione

(1) In mancanza di analisi specifiche che tengano conto della direzione di provenienza del vento e della rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione (Appendice C), la velocità media del vento, l'intensità di turbolenza e la pressione cinetica di picco del vento, definite rispettivamente ai paragrafi 3.2.5, 3.2.6 e 3.2.7, dipendono da tre parametri: il fattore di terreno k_r , la lunghezza di rugosità z_0 e l'altezza minima z_{\min} , definiti nella Tabella 3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Essa è assegnata mediante gli schemi in Figura 3.3, in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita nella Tabella 3.III.

Tabella 3.II – Valori dei parametri k_r , z_0 , e z_{min} per le diverse categorie di esposizione.

Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

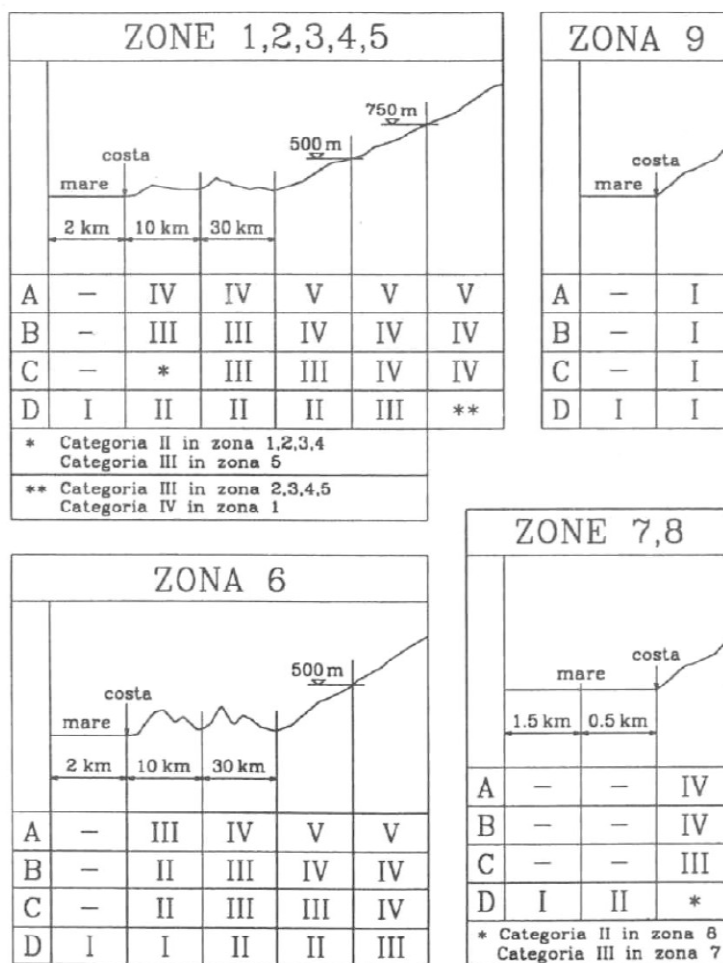


Figura 3.3 – Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane.

Tabella 3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

(2) In mancanza di più approfondite valutazioni (Appendice C), la classe di rugosità del terreno potrà essere assegnata applicando il criterio seguente:

- (a) qualunque sito appartiene, salvo diverse indicazioni fornite ai punti successivi, alla classe C di rugosità;
- (b) si deve assumere che il sito appartenga alla classe D di rugosità, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate nella Tabella 3.III con le lettere a) o b), oppure qualora, entro un raggio di 1 km dalla costruzione, vi sia un settore ampio almeno 30°, dove almeno il 90% del terreno sia del tipo indicato nella Tabella 3.III con la lettera c);
- (c) si può assumere che il sito appartenga alla classe A o B di rugosità, purché la costruzione si trovi nella relativa area indicata nella Tabella 3.III, entro un raggio di almeno 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°.

(3) Laddove sussistano dubbi sull'assegnazione della classe di rugosità, si deve assumere la classe più sfavorevole (tenendo presente che l'azione del vento è in genere minima in classe A, massima in classe D).

3.2.4 Coefficiente di topografia

(1)P Il coefficiente di topografia c_t , in genere funzione dell'altezza z sul suolo, tiene conto delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione.

(2) In mancanza di più approfondite valutazioni (Appendice C), il coefficiente di topografia è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

(3) Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia c_t deve essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione. L'Appendice D fornisce alcuni criteri di calcolo.

(4) Nel caso di costruzioni ubicate entro valli tali da favorire l'incanalamento del vento, si raccomanda di svolgere valutazioni approfondite.

3.2.5 Velocità media

(1) La velocità media del vento v_m , su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame (paragrafo 3.2.1), dal periodo di ritorno di progetto

(paragrafo 3.2.2) e dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione. Salvo casi particolari, la sua direzione è assunta di regola orizzontale.

(2) In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la velocità media del vento è fornita dalla relazione:

$$v_m(z) = v_r \cdot c_m(z) \quad (3.5)$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento di progetto (paragrafo 3.2.2);

c_m è il coefficiente di profilo medio del vento fornito dalla relazione:

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min} \quad (3.6a)$$

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \quad \text{per } z > z_{\min} \quad (3.6b)$$

dove:

k_r, z_0, z_{\min} sono, rispettivamente, il fattore di terreno, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, forniti al paragrafo 3.2.3 in funzione della categoria di esposizione del sito;

c_t è il coefficiente di topografia, fornito al paragrafo 3.2.4 in funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito.

La Figura 3.4 mostra i diagrammi di $c_m(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

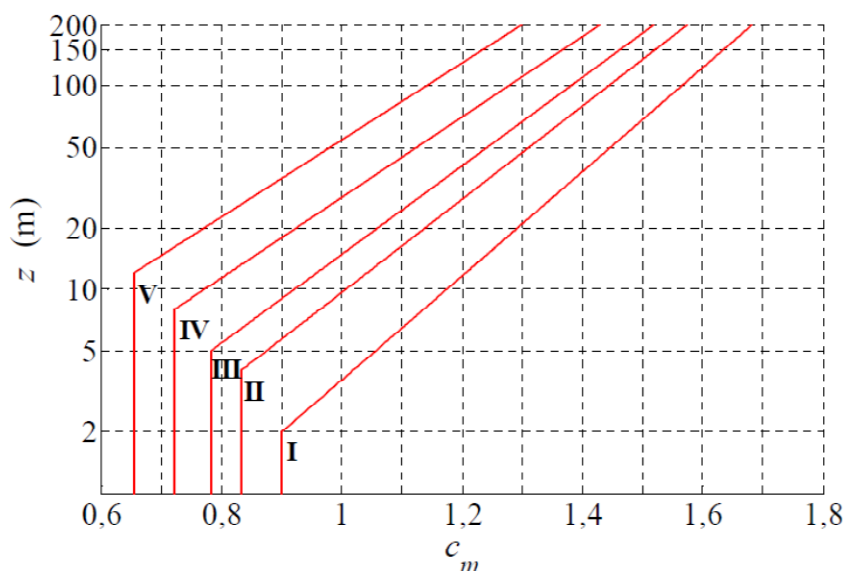


Figura 3.4 – Diagrammi di $c_m(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

3.2.6 Turbolenza atmosferica

(1) La turbolenza atmosferica è la fluttuazione a media nulla della velocità istantanea del vento (intorno al valore medio v_m). Essa è caratterizzata in primo luogo da due parametri: l'intensità della turbolenza I_v e la scala integrale della turbolenza L_v .

(2) L'intensità della turbolenza è il rapporto fra la deviazione standard della componente longitudinale della turbolenza e la velocità media del vento. In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, essa è fornita dalla relazione:

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min})} \quad \text{per } z \leq z_{\min} \quad (3.7a)$$

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z)} \quad \text{per } z > z_{\min} \quad (3.7b)$$

dove:

z_0, z_{\min} sono, rispettivamente, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, forniti al paragrafo 3.2.3 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, fornito al paragrafo 3.2.4 in funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione.

La Figura 3.5 mostra i diagrammi di $I_v(z)$, per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

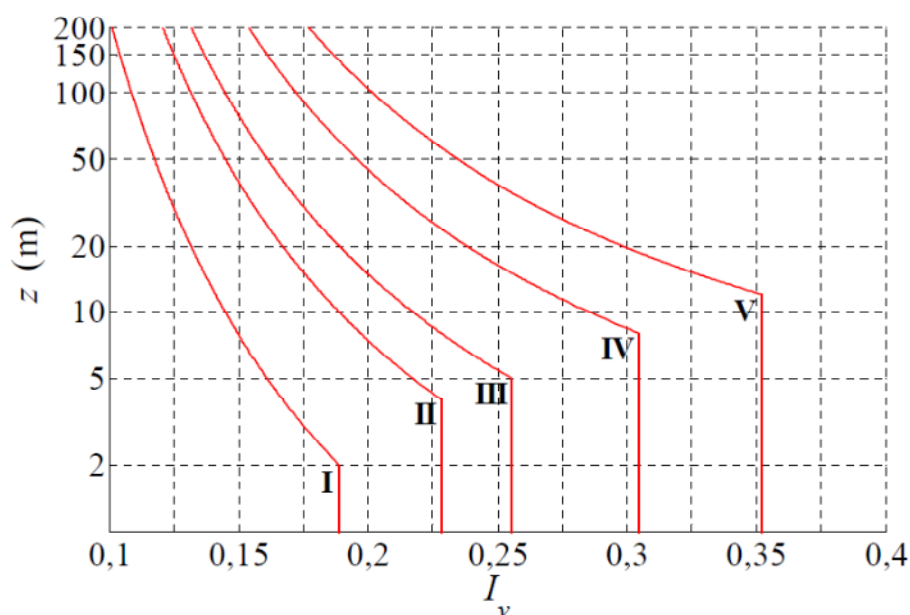


Figura 3.5 – Diagrammi di $I_v(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

(3) La scala integrale della turbolenza esprime la dimensione media dei vortici che compongono la turbolenza atmosferica. In mancanza di analisi specifiche, essa è fornita dalla relazione:

$$L_v(z) = \bar{L} \cdot \left(\frac{z_{\min}}{z} \right)^\kappa \quad \text{per } z \leq z_{\min} \quad (3.8a)$$

$$L_v(z) = \bar{L} \cdot \left(\frac{z}{z} \right)^\kappa \quad \text{per } z > z_{\min} \quad (3.8b)$$

dove:

\bar{z} = 200 m è un'altezza di riferimento;

\bar{L} = 300 m è una lunghezza di riferimento;

z_{\min} è l'altezza minima, fornita al paragrafo 3.2.3 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

κ è un coefficiente riportato in Tabella 3.IV in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (paragrafo 3.2.3).

Tabella 3.IV – Valori del coefficiente κ per le diverse categorie di esposizione.

Categorie di esposizione del sito	κ
I	0,44
II	0,52
III	0,55
IV	0,61
V	0,65

La Figura 3.6 mostra i diagrammi di $L_v(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_f(z) = 1$.

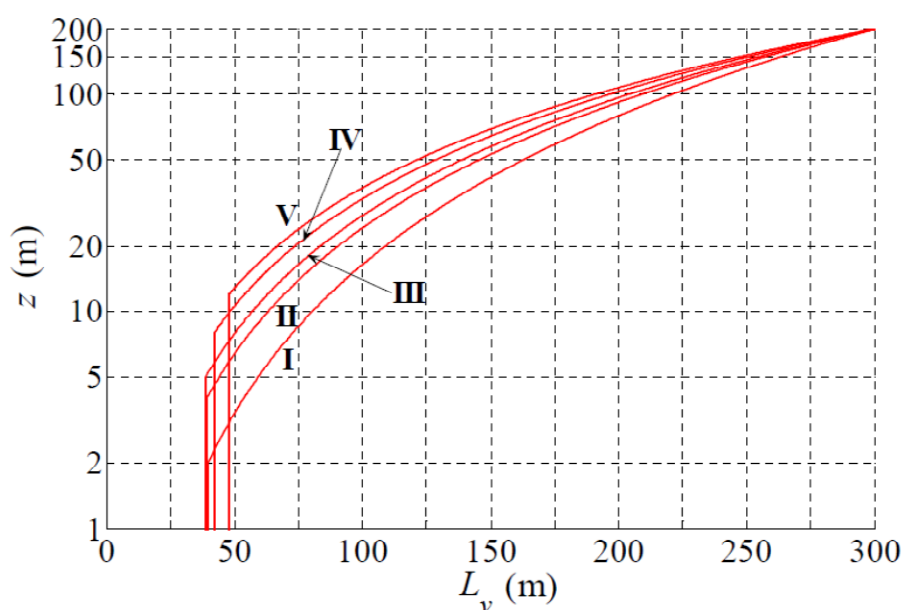


Figura 3.6 – Diagrammi di $L_v(z)$ per le diverse categorie di esposizione.

(4)P L'Appendice E fornisce alcune linee guida relative alla definizione e all'impiego di modelli dettagliati della turbolenza atmosferica.

3.2.7 Pressione cinetica di picco

(1) La pressione cinetica di picco del vento q_p è il valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo $T = 10$ minuti. Essa dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame (paragrafo 3.2.1), dal periodo di ritorno di progetto (paragrafo 3.2.2), dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione e dalla densità dell'aria.

(2) In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la pressione cinetica di picco è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \quad (3.9)$$

dove:

- ρ è la densità media di massa dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione, $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;
- v_r è la velocità di riferimento di progetto (paragrafo 3.2.2);
- c_e è il coefficiente di esposizione fornito dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) \cdot \left[\ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) + 7 \right] \quad \text{per } z \leq z_{\min} \quad (3.10a)$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right] \quad \text{per } z > z_{\min} \quad (3.10b)$$

dove:

- k_r, z_0, z_{\min} sono, rispettivamente, il fattore di terreno, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, forniti al paragrafo 3.2.3 in funzione della categoria di esposizione del sito;
- c_t è il coefficiente di topografia, fornito al paragrafo 3.2.4 in funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito.

Esprimendo ρ in kg/m^3 e v_r in m/s , q_p risulta espresso in N/m^2 .

La Figura 3.7 mostra i diagrammi di $c_e(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

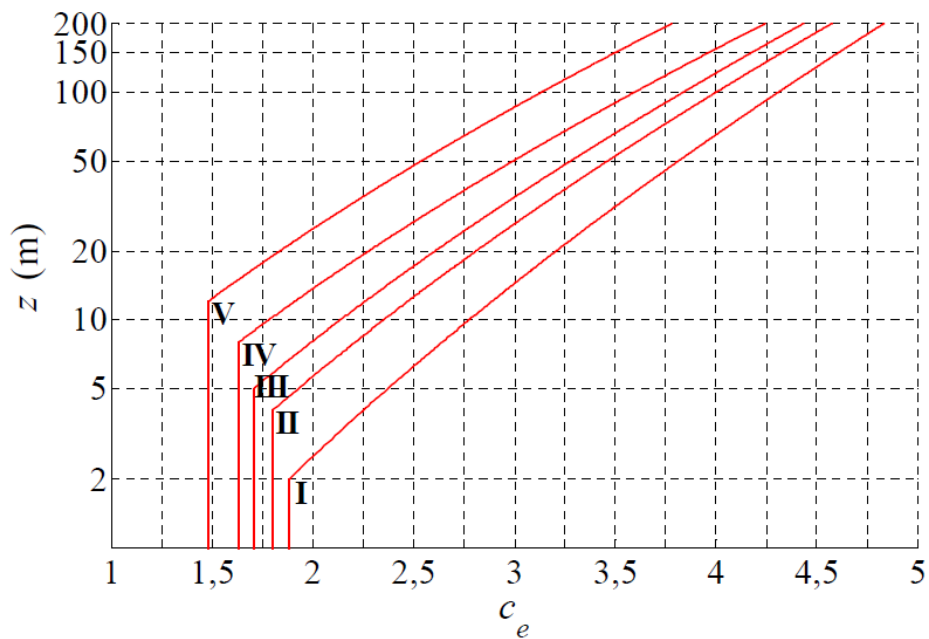


Figura 3.7 – Valori di $c_e(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

(3)P L'Appendice F fornisce alcune linee guida relative alla valutazione della velocità di picco del vento, e chiarisce la relazione che intercorre fra questa grandezza e la pressione cinetica di picco.

Appendice E TURBOLENZA ATMOSFERICA

La velocità istantanea del vento varia casualmente nel tempo e nello spazio, provocando azioni ed effetti dinamici sulle strutture. I paragrafi E.1 ed E.2 forniscono alcuni elementi relativi alle proprietà spettrali della turbolenza, rispettivamente in un punto e in una coppia di punti dello spazio, in condizioni atmosferiche neutre (Appendice C) e per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m. Il paragrafo E.3 fornisce alcune linee guida relative alla simulazione Monte Carlo della turbolenza, e all'impiego di questa tecnica nell'analisi dinamica delle strutture nel dominio del tempo (paragrafo 3.4.2).

E.1 Modellazione spettrale della turbolenza in un punto

La turbolenza atmosferica in un punto M è normalmente schematizzata mediante un vettore le cui tre componenti sono chiamate, rispettivamente, longitudinale (v'_1 , orizzontale, nella direzione x della velocità media del vento), laterale (v'_2 , orizzontale, nella direzione y perpendicolare alla velocità media del vento) e verticale (v'_3 , nella direzione verticale z) (Figura E.1). Ogni componente della turbolenza è generalmente trattata come un processo aleatorio stazionario gaussiano a media nulla, le cui proprietà statistiche sono definite mediante il relativo spettro di potenza. È lecito ammettere, in prima approssimazione, che le tre componenti della turbolenza siano fra loro non correlate (nella realtà questa ipotesi cade in difetto relativamente alla correlazione della componente longitudinale e della componente trasversale della turbolenza).

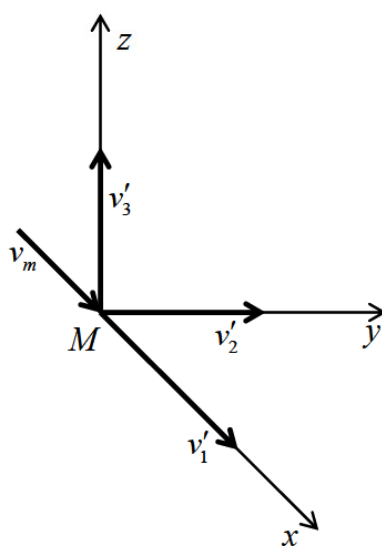


Figura E.1 - Velocità istantanea del vento.

In mancanza di analisi specifiche, gli spettri di potenza della turbolenza longitudinale, laterale e verticale, S_1 , S_2 , S_3 (normalizzati in modo tale che la varianza sia l'integrale dello spettro di potenza al variare della frequenza n fra zero e infinito), sono dati dalle relazioni:

$$\frac{n \cdot S_1(z, n)}{\sigma_1^2(z)} = \frac{n \cdot S_1(z, n)}{I_1^2(z) \cdot v_m^2(z)} = \frac{6,868 \cdot n \cdot L_1(z) / v_m(z)}{[1 + 10,302 \cdot n \cdot L_1(z) / v_m(z)]^{5/3}} \quad (\text{E.1a})$$

$$\frac{n \cdot S_2(z, n)}{\sigma_2^2(z)} = \frac{n \cdot S_2(z, n)}{I_2^2(z) \cdot v_m^2(z)} = \frac{9,434 \cdot n \cdot L_2(z) / v_m(z)}{[1 + 14,151 \cdot n \cdot L_2(z) / v_m(z)]^{5/3}} \quad (\text{E.1b})$$

$$\frac{n \cdot S_3(z, n)}{\sigma_3^2(z)} = \frac{n \cdot S_3(z, n)}{I_3^2(z) \cdot v_m^2(z)} = \frac{6,103 \cdot n \cdot L_3(z) / v_m(z)}{1 + 63,181 \cdot [n \cdot L_3(z) / v_m(z)]^{5/3}} \quad (\text{E.1c})$$

dove:

v_m è la velocità media del vento, definita al paragrafo 3.2.5 o valutata mediante analisi specifiche del tipo illustrate in Appendice C;

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sono le deviazioni standard della turbolenza longitudinale, laterale e verticale;

I_1, I_2, I_3 sono le intensità della turbolenza longitudinale, laterale e verticale, definite come il rapporto fra le deviazioni standard della turbolenza $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ e la velocità media del vento v_m ;

L_1, L_2, L_3 sono le scale integrali della turbolenza longitudinale, laterale e verticale nella direzione della velocità media del vento.

In mancanza di analisi specifiche, le deviazioni standard della componente longitudinale, laterale e verticale della turbolenza sono fornite dalle relazioni:

$$\sigma_1(z) = v_r \cdot k_r \quad (\text{E.2a})$$

$$\sigma_2(z) = 0,75 \cdot v_r \cdot k_r \quad (\text{E.2b})$$

$$\sigma_3(z) = 0,50 \cdot v_r \cdot k_r \quad (\text{E.2c})$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento di progetto (paragrafo 3.2.2);

k_r è il fattore di terreno (paragrafo 3.2.3).

Coerentemente con l'Eq. (E.2), in mancanza di analisi specifiche, le intensità della componente longitudinale, laterale e verticale della turbolenza sono fornite dalle relazioni:

$$I_1(z) = I_v(z) \quad (\text{E.3a})$$

$$I_2(z) = 0,75 \cdot I_v(z) \quad (\text{E.3b})$$

$$I_3(z) = 0,50 \cdot I_v(z) \quad (\text{E.3c})$$

dove I_v è l'intensità della turbolenza definita al paragrafo 3.2.6.

Le scale integrali della turbolenza esprimono la dimensione media dei vortici, associati a ciascuna delle tre componenti della turbolenza, nella direzione del vento. In mancanza di analisi specifiche, esse sono fornite dalle relazioni:

$$L_1(z) = L_v(z) \quad (\text{E.4a})$$

$$L_2(z) = 0,25 \cdot L_v(z) \quad (\text{E.4b})$$

$$L_3(z) = 0.10 \cdot L_v(z) \quad (E.4c)$$

dove L_v è la scala integrale della turbolenza definita al paragrafo 3.2.6.

La Figura E.2 mostra gli spettri di potenza della turbolenza longitudinale, laterale e verticale, forniti dall'applicazione delle Eqq. (E.1)-(E.4). Si noti che l'ordinata è normalizzata mediante la varianza σ_1^2 per le tre componenti della turbolenza.

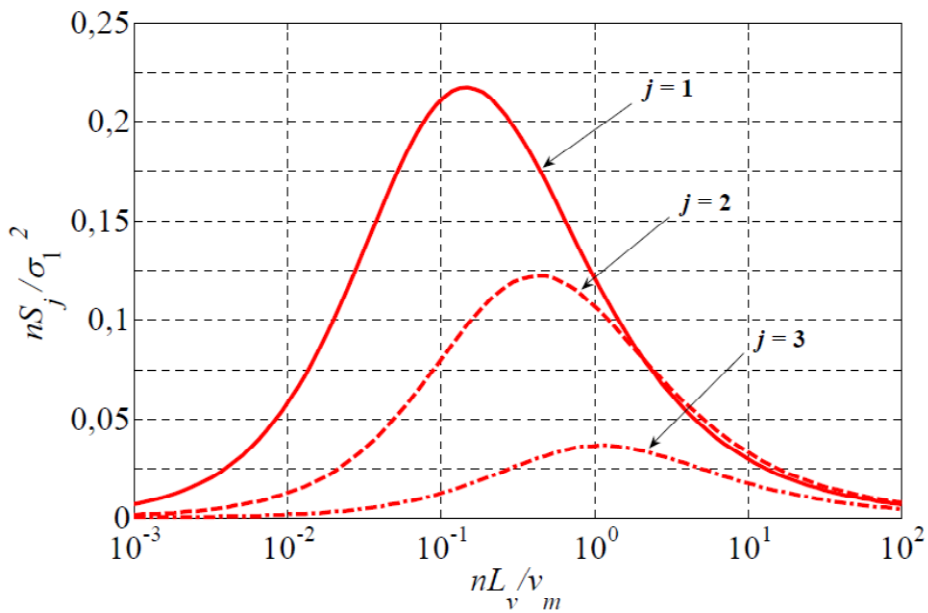


Figura E.2 – Diagrammi degli spettri di potenza della turbolenza.

E.2 Modellazione spettrale della turbolenza in una coppia di punti

Le proprietà spettrali della turbolenza atmosferica in una coppia di punti sono generalmente assegnate mediante gli spettri di potenza delle singole componenti della turbolenza (paragrafo E.1) e le rispettive funzioni di coerenza.

In mancanza di analisi specifiche, le funzioni di coerenza della turbolenza longitudinale, laterale e verticale (definite come il rapporto fra lo spettro incrociato di potenza e la radice del prodotto degli spettri di potenza puntuali), sono fornite dalla relazione:

$$Coh_{jj}(M, M', n) = \exp \left\{ - \frac{2 \cdot n \cdot \sqrt{C_{jx}^2 \cdot |x - x'|^2 + C_{jy}^2 \cdot |y - y'|^2 + C_{jz}^2 \cdot |z - z'|^2}}{v_m(z) + v_m(z')} \right\} \quad (j = 1, 2, 3) \quad (E.5)$$

dove:

M e M' sono due punti di coordinate (x, y, z) e (x', y', z') (Figura E.3);

C_{jr} sono i coefficienti di decadimento esponenziale della componente $j = 1, 2, 3$ della turbolenza, nella direzione $r = x, y, z$. In mancanza di analisi specifiche essi sono forniti dalla Tabella E.I.

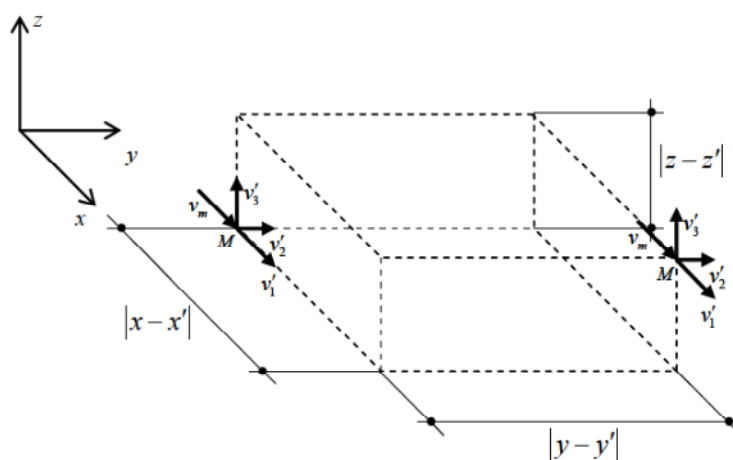


Figura E.3 - Velocità istantanea del vento in due punti generici M e M' dello spazio.

Tabella E.I - Coefficienti di decadimento esponenziale della turbolenza.

C_{1x}	C_{1y}	C_{1z}	C_{2x}	C_{2y}	C_{2z}	C_{3x}	C_{3y}	C_{3z}
3	10	10	3	6,5	6,5	0,5	6,5	3

Le funzioni di coerenza definite dall'Eq. (E.5) sono ragionevolmente ben approssimate per quanto riguarda la componente longitudinale e laterale della turbolenza. Diversamente dai risultati ai quali conduce l'Eq. (E.5), la funzione di coerenza della componente verticale della turbolenza manifesta invece, alla frequenza $n = 0$, valori di norma minori di 1; valutazioni più accurate della funzione di coerenza della componente verticale della turbolenza richiedono specifici metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.

E.3 Simulazione Monte Carlo della turbolenza

La simulazione numerica di una famiglia di realizzazioni spazio-temporali di un campo di vento è generalmente eseguita applicando il metodo Monte Carlo. Schematizzando il campo di vento come un processo aleatorio stazionario gaussiano, esistono varie tecniche sviluppate per tale obiettivo. Esse possono essere divise in due classi principali. La prima comprende i metodi basati sulla rappresentazione spettrale dei processi; usando tali metodi, le funzioni campione sono simulate, nel loro insieme, per tutti gli istanti temporali richiesti; normalmente sono espresse come la somma di onde armoniche con angolo di fase aleatorio, e talvolta con ampiezza aleatoria. La seconda comprende i metodi basati sulla realizzazione di modelli ricorsivi; essi simulano le funzioni campione, in istanti successivi, mediante filtri lineari di rumori bianchi a banda limitata - usando ad esempio i metodi auto-regressivi (AR), a media mobile (MA) e di tipo misto (ARMA) - oppure attraverso simulazioni condizionate di vettori aleatori.

La simulazione numerica dei campi di vento comporta la discretizzazione del dominio del tempo e dello spazio. L'uso dei metodi basati sulla rappresentazione spettrale dei processi richiede inoltre la discretizzazione del dominio della frequenza. In questo caso, applicando un algoritmo FFT (*Fast Fourier Transform*, o trasformata rapida di Fourier), le due discretizzazioni non sono indipendenti, bensì univocamente legate dalla scelta dei parametri N_t e Δt che rappresentano, rispettivamente, il numero degli istanti temporali nei quali è simulato il processo e il passo di campionamento; $T_p = N_t \Delta t$ è la durata del segnale campionato. Il valore $n_c = 1/(2\Delta t)$ è il limite superiore della frequenza delle armoniche riprodotte nella simulazione (frequenza di *cut-off*); $\Delta n = 1/T_p$ è la distanza minima tra le frequenze di armoniche distinte. Attribuire ai parametri Δt e T_p valori finiti, come necessario nelle

applicazioni, conduce ad elidere, rispettivamente, contenuti spettrali ad alta e bassa frequenza della turbolenza. La Figura E.2 pone in luce che la scelta dei parametri più adatti a simulare una componente della turbolenza può essere inefficace nei riguardi di un'altra. La discretizzazione del dominio spaziale dove è simulato il campo di vento richiede l'uso di passi spaziali Δs abbastanza piccoli per rappresentare, con il dettaglio voluto, la correlazione parziale della turbolenza in coppie di punti distinti.

L'applicazione dei principi sopra esposti fornisce i requisiti basilari per rappresentare la turbolenza in modo appropriato. E' inoltre sufficiente, partendo dalle simulazioni prodotte, per analizzare le azioni statiche e quasi-statiche esercitate dal vento sulle costruzioni e sui loro elementi. L'impiego delle simulazioni dei campi di vento nella prospettiva di svolgere l'analisi della risposta dinamica delle strutture (paragrafo 3.4.2) esige ulteriori avvertenze.

Nel caso delle strutture con comportamento lineare, è necessario che il passo temporale Δt sia abbastanza piccolo da non escludere contenuti spettrali in grado di eccitare, in misura apprezzabile, i modi di vibrazione rilevanti per la risposta dinamica della struttura; quindi, ad esempio, $1/\Delta t$ deve essere almeno doppio della frequenza propria del modo maggiore eccitato dal vento. E' inoltre necessario che la durata T_p del segnale sia molto maggiore del periodo proprio del primo modo di vibrazione, e tanto più grande quanto più piccolo è il fattore di smorzamento dei modi eccitati dal vento. E' infine necessario che il passo spaziale Δs sia sufficientemente minore della lunghezza d'onda spaziale dei modi rilevanti per la risposta dinamica.

La simulazione di campi di vento finalizzati all'analisi della risposta dinamica delle strutture con comportamento non lineare richiede particolari cautele e la collaborazione di esperti della materia.

In ogni caso, è necessario simulare un numero di scenari di vento abbastanza grande da ricavare statistiche sufficientemente rappresentative delle azioni e della risposta.

BIBLIOGRAFIA

- [1] “Wind loading of structures”, John D. Holmes
- [2] “Lezioni di ingegneria del vento”, Borri, Pastò, Dispensa didattica
- [3] “Strutture ad esoscheletro”, dispensa didattica del corso di Progetto in zona sismica LS, C. Ceccoli, T. Trombetti, S. Silvestri
- [3] “Wind Energy dissipation through viscoelastic devices on a high-rise building” Tesi di Laurea di Federico Mancinelli (ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITA’ DI BOLOGNA)
- [4] “Introduzione alla Termomeccanica dei Continui”, T. A. Ruggeri
- [5] “Dinamica delle strutture”, dispensa didattica del corso di Dinamica delle strutture LS, S. De Miranda
- [6] “An overview on diagrid structures for tall buildings”, Maurizio Toreno, Raffaele Arpino, Elena Mele, Giuseppe Brandonisio, Antonello De Luca
- [7] “Design-Oriented Structural Engineering Education”, Kyoung Sun Moon
- [8] “Cyclic Test of Steel-Framed Diagrid Connections with Box and H-Beam Types”, D. K. Lee, J. H. Kim
- [9] “Progressive Collapse Resisting Capacity of Tube-type Structures”, Jinkoo Kim, Young-Ho Lee
- [10] “Seismic Performance Evaluation of Diagrid System Buildings”, J. Kim, Y. Jun, Y.-Ho Lee
- [11] “Investigation of Shear Lag Effect in High-rise Buildings with Diagrid System”, Johan Leonard, Tesi di Laurea B.S. Civil Engineering, Illinois Institute of Technology submitted at the Massachusetts Institute of Technology
- [12] “Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects”, Kyoung Sun Moon
- [13] “Structural Schematic Design of a Tall Building in Asan using the Diagrid System”, Kim Jong Soo, Kim Young Sik, Lho Seung Hee

- [14] “Structural systems for twisted tall buildings”, Kyoung Sun Moon
- [15] “The effects of complex geometry on tall towers”, David Scott, David Farnsworth, Matt Jackson, Matt Clark
- [16] “Sustainable design of tall building structures and facades”, Kyoung Sun Moon
- [17] “Wind field simulation for structural engineering purposes”, Riccardo Rossi, Massimiliano Lazzari and Renato Vitaliani
- [18] “An efficient ergodic simulation of multivariate stochastic processes with spectral representation”, Quanshun Ding, Ledong Zhu, Haifan Xiang
- [19] “Analisi del vento turbolento su edifici a torre”, Massimiliano Lazzari, Andrea Mardegan, Renato Vitaliani
- [20] “Recent Applications of Damping Systems for Wind Response”, Peter A. Irwin and Brian Breukelman
- [21] “Simulation of Stochastic Fluctuating Wind Field Using the Wave Superposition Method with Random Frequencies”, D. J. Han, J. J. Luo
- [22] “Spectral-based Simulation of Multi-variate Turbulence Fields”, Le Thai Hoa
- [23] “An overview on diagrid structures for tall buildings”, Elena Mele, Giuseppe Brandonisio, Maurizio Toreno, Raffaele Arpino
- [24] “Cyclic Test of Steel-Framed Diagrid Connections with Box and H-Beam Types”, D. K. Lee, J. H. Kim