



**Università degli Studi di Padova**

---

FACOLTÀ DI INGEGNERIA  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE  
-DICEA-

**Studio del comfort negli edifici alti  
soggetti all'azione del vento**

Candidato:  
**Federico Pizzolato**  
Matricola 1040395

Relatore:  
**Chiar.mo Prof. Renato Vitaliani**

*«Venite, costruiamoci una città e una torre,  
la cui cima tocchi il cielo e facciamoci un nome,  
per non disperderci su tutta la terra.»*

Genesi 11,4



# Sommario

La tesi che ho realizzato, si propone di affrontare la problematica del comfort umano negli edifici alti, suscettibili all'azione del vento. Nella fattispecie, noti gli studi fatti in questo ambito, si è cercato di tradurre questi aspetti in un caso pratico, cioè nella valutazione del comfort umano nella torre *Isozaki* di Milano, realizzata per il prossimo *expo 2015*.

Le analisi sono state svolte facendo dei confronti tra soluzioni analitiche, presenti in letteratura, e modelli semplificati con l'ausilio di codici ad elementi finiti (Straus7). Per risolvere la problematica relativa al comfort si è ipotizzato l'inserimento di uno smorzatore a massa accordata in sommità all'edificio, confrontando i risultati tra la soluzione senza smorzatore e con smorzatore.

L'analisi di questo caso-studio, ha permesso di affermare che lo smorzatore a massa accordata è uno strumento valido, in grado di garantire i limiti di comfort fissati dalla normativa.

I limiti dello studio condotto possono derivare dalle ipotesi scelte in partenza; tali limiti non compromettono l'esattezza dei risultati, ma possono essere uno spunto per ulteriori studi futuri.



# Ringraziamenti

Grazie a Dio e alla provvidenza, che hanno contribuito alla conclusione di questo ciclo di studi!

Ringrazio in modo speciale i miei genitori, che mi hanno dato la vita e permesso di affrontare questi anni di studio sia economicamente, che moralmente, trasmettendomi fiducia e supportandomi nei momenti più difficili. Sono grato anche ai miei fratelli, nonni e parenti, che mi hanno sostenuto in questi anni.

Un ringraziamento va fatto ai dottorandi Lorenzo de Stefani ed Enrico Stecca che, grazie alla loro disponibilità, mi hanno guidato nello svolgimento della parte tecnica della tesi, dandomi anche degli spunti su alcuni aspetti da poter sviluppare in un prossimo futuro.

Ringrazio infine la mia fidanzata Jessica che, soprattutto in questo ultimo periodo, mi ha dato sempre la forza di continuare e di perseverare di fronte agli ostacoli che si sono manifestati.

Federico Pizzolato

Legnago, 3 dicembre 2014



# Indice

<b>Introduzione</b>	<b>1</b>
<b>1 Il vento</b>	<b>3</b>
1.1 Strato limite atmosferico . . . . .	4
1.1.1 Equazioni del moto dell'atmosfera . . . . .	4
1.1.2 Profilo della velocità media . . . . .	5
1.2 Turbolenza atmosferica . . . . .	8
1.2.1 Intensità di turbolenza . . . . .	9
1.2.2 Scale temporali . . . . .	10
1.2.3 Scale integrali . . . . .	10
1.2.4 Spettro della componente longitudinale della velocità del vento . . . . .	10
1.3 Risposta strutturale all'azione del vento . . . . .	12
1.3.1 Risposta <i>along-wind</i> . . . . .	13
1.3.2 Risposta <i>across-wind</i> . . . . .	13
1.3.3 Fenomeni aeroelastici . . . . .	14
<b>2 Dinamica delle strutture</b>	<b>15</b>
2.1 Sistemi ad un grado di libertà . . . . .	15
2.2 Sistemi a due gradi di libertà . . . . .	19
2.2.1 Massa assorbente non smorzata . . . . .	19
2.2.2 Massa assorbente smorzata . . . . .	24
<b>3 Criteri di percezione</b>	<b>29</b>
3.1 Percezione umana della vibrazione . . . . .	29
3.1.1 Prove di campo . . . . .	31
3.1.2 Simulatore di movimento e tavola vibrante . . . . .	32
3.1.3 Edifici eccitati artificialmente . . . . .	35
3.1.4 Percezione attraverso segnali visivi . . . . .	36
3.2 Valutazione del comfort degli occupanti . . . . .	37
3.2.1 Criteri sul comfort degli occupanti . . . . .	37

3.2.2	Metodologie sulla valutazione del comfort . . . . .	38
3.2.3	Approccio normativo . . . . .	39
3.3	Conclusioni . . . . .	40
<b>4</b>	<b>Sistemi strutturali</b>	<b>43</b>
4.1	Sistemi outrigger . . . . .	43
4.2	Sistemi belt/bandage (cintura/benda) . . . . .	44
4.3	Sistemi a tubo . . . . .	45
4.4	Sistemi diagrid . . . . .	47
4.5	Aumento della massa modale . . . . .	48
<b>5</b>	<b>Modifiche aerodinamiche</b>	<b>49</b>
5.1	Modifiche di forma . . . . .	49
5.2	Aggiunta di aperture . . . . .	50
<b>6</b>	<b>Fonti di smorzamento</b>	<b>53</b>
6.1	Risorse ausiliarie di smorzamento . . . . .	53
6.2	Smorzatori passivi (dissipazione indiretta) . . . . .	55
6.2.1	Smorzatori a massa accordata (TMDs) . . . . .	55
6.2.2	Smorzatori a liquido accordato (TLDs) . . . . .	57
6.2.3	Smorzatori ad impatto . . . . .	59
6.3	Smorzatori passivi (dissipazione diretta) . . . . .	60
6.3.1	Smorzatori viscoelastici (VEDs) . . . . .	60
6.3.2	Sistemi a frizione . . . . .	61
6.3.3	Dispositivi a smorzamento viscoso . . . . .	61
6.3.4	Dissipatori metallici . . . . .	63
6.4	Smorzatori attivi . . . . .	64
6.4.1	Smorzatori a massa attiva . . . . .	65
6.4.2	Sistema attivo a rigidità variabile . . . . .	66
6.4.3	Applicazioni aggiuntive di controllo attivo . . . . .	67
6.5	Smorzatori ibridi . . . . .	67
6.6	Smorzatori semi-attivi . . . . .	68
6.6.1	Dispositivi MR (magneto-reological) . . . . .	69
<b>7</b>	<b>Caso studio</b>	<b>71</b>
7.1	Descrizione del progetto . . . . .	71
7.2	Torre e Vento . . . . .	77
7.2.1	Risposta along-wind . . . . .	80
7.2.2	Risposta across-wind . . . . .	89
7.2.3	Fenomeni aeroelastici . . . . .	91
7.3	Modello a 2 g.d.l. . . . .	92

7.3.1	Assenza di smorzamento . . . . .	97
7.3.2	Presenza di smorzamento . . . . .	102
7.4	Modello ad n g.d.l. . . . .	105
7.4.1	Calibrazione del modello . . . . .	105
7.4.2	Ottimizzazione parametri TMD . . . . .	106
7.4.3	Studio del modello ad n g.d.l. . . . .	111
7.5	Modello 3D torre . . . . .	121
7.5.1	Descrizione del modello FEM . . . . .	121
<b>Conclusioni</b>		<b>141</b>
<b>Bibliografia</b>		<b>143</b>



# Introduzione

Il motivo che mi ha portato allo studio del comfort negli edifici alti è principalmente di natura personale, in quanto da sempre i grattacieli mi hanno affascinato per il loro notevole sviluppo in altezza. Ho quindi desiderato concludere gli studi affrontando una tematica particolare e originale che mi desse la possibilità di analizzare nuove prospettive. L'ulteriore aspetto è che, in questi ultimi anni, la costruzione di edifici alti è in crescita, purtroppo non in Italia, ma lo studio di alcune problematiche connesse alla realizzazione di questi edifici, mi permette di acquisire ulteriori conoscenze da utilizzare anche in un prossimo ambito lavorativo.

Le problematiche di comfort, come ho detto prima, hanno avuto negli ultimi anni, un'importanza crescente; questo ha portato alla necessità di svolgere studi per capire la percezione della vibrazione, indotta dall'azione eolica, da parte degli occupanti di alti edifici. Negli anni, varie indicazioni sono state adottate dai diversi Stati, come il Canada, per fornire delle limitazioni nelle accelerazioni di piano. La prima normativa internazionale, non cogente, introdotta, è la *ISO 6897: 1984*, che riassume gli studi fatti fino a quel periodo. Negli anni successivi gli studi proseguono, definendo una certa dipendenza tra la percezione della vibrazione e il periodo di oscillazione della struttura. Si passa da un approccio deterministico ad uno stocastico. A fronte di questo si ha un aggiornamento della normativa internazionale con la *ISO/FDIS 10137: 2007*, la quale tratta anche altri tipi di vibrazioni indotte, oltre a quella del vento (macchine meccaniche, ecc.). Questa normativa internazionale è stata recepita dalla *CNR DT 207/2008* che riporta le stesse considerazioni sul comfort; questa normativa è quella a cui si farà riferimento per la valutazione delle azioni indotte dal vento e la definizione del livello di comfort.

Gli obiettivi della tesi sono quelli di capire come questa problematica è stata studiata dai vari ricercatori; definire le possibilità pratiche per ridurre le oscillazioni indotte dall'azione eolica ed applicarle ad un caso pratico, in cui, con l'adozione di uno smorzatore a massa accordata, si vuole dimostrare l'efficacia nella riduzione dell'accelerazione di piano.

La tesi è strutturata nei seguenti sette capitoli:

- *capitolo 1*: introduce alla problematica del vento come azione stocastica;
- *capitolo 2*: breve esposizione della dinamica delle strutture;
- *capitolo 3*: descrizione della problematica del comfort;
- *capitolo 4*: sistemi strutturali per ridurre le oscillazioni da vento;
- *capitolo 5*: sistemi aerodinamici per ridurre le oscillazioni da vento;
- *capitolo 6*: sistemi di smorzamento per ridurre le oscillazioni da vento;
- *capitolo 7*: esplicitazione del caso pratico sulla torre Isozaki.

# Capitolo 1

## Il vento

Il vento si genera per una differenza di pressione tra due punti situati alla stessa quota, per effetto di fenomeni termodinamici e meccanici che avvengono nell'atmosfera. La causa principale è l'irraggiamento solare che riscaldando maggiormente la zona equatoriale rispetto a quella polare, per effetto dell'inclinazione dell'asse terrestre ( $66^{\circ}36'$ ) rispetto al piano della sua orbita, innesca uno scambio tra aria calda e fredda.

La temperatura dell'atmosfera è determinata dai seguenti processi:

- radiazione solare e terrestre
- radiazione dell'atmosfera
- compressione ed espansione dell'aria
- condensazione ed evaporazione del vapore acqueo

Il movimento della massa d'aria è regolato da diverse forze:

- forza dovuta al gradiente di pressione orizzontale
- forza dovuta alla rotazione terrestre (forza di Coriolis)
- forza dovuta all'attrito (vento *geostrofico*<sup>1</sup>)

---

<sup>1</sup>vento che non risente degli effetti della frizione con il terreno ed il moto dell'aria si organizza per filetti fluidi paralleli.

## 1.1 Strato limite atmosferico

La superficie terrestre esercita sull'aria un'azione di frizione ritardando il flusso, un certo attrito si genera anche attraverso strati d'aria adiacenti. Questi effetti caratterizzano l'aria di un moto turbolento che non segue più le isobare; si definisce tale zona *strato limite atmosferico*, con uno spessore che varia da poche centinaia di metri a qualche chilometro, in base all'intensità del vento, alla rugosità del terreno e all'angolo di latitudine. La velocità dell'aria sarà più bassa in corrispondenza della superficie ed aumenta con l'altezza fino ad arrivare alla velocità di gradiente, che delimita lo strato limite dell'atmosfera libera in cui l'aria in movimento segue le isobare.

### 1.1.1 Equazioni del moto dell'atmosfera

Il moto dell'atmosfera è governato dalle equazioni fondamentali della meccanica del continuo, comprendendo l'equazione di continuità e la seconda legge di Newton.

Dalla relazione di continuità e di equilibrio, si ottiene:

$$U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - fV - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_u}{\partial z} = 0 \quad (1.1)$$

$$U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + fU - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_v}{\partial z} = 0 \quad (1.2)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + g = 0 \quad (1.3)$$

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (1.4)$$

Differenziando la (1.3) rispetto ad  $x$  e  $y$ , si ottiene il gradiente di pressione orizzontale pari a:

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \rho \left[ fV_g r \pm \frac{V_g r^2}{r} \right] \quad (1.5)$$

dove  $V_{gr}$  è la velocità di gradiente,  $r$  è il raggio di curvatura delle isobare e  $n$  è la direzione del vento gradiente.

Se sia assume un vento geostrofico si ottiene:

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = fV_g \quad (1.6)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = -fV_g \quad (1.7)$$

dove  $U_g$  e  $V_g$  sono le componenti della velocità geostrofica lungo gli assi coordinati  $x$  e  $y$ .

Le condizioni al contorno da porre per risolvere le equazioni consistono nel fissare la velocità eolica nulla sulla superficie, mentre all'altezza dello spessore dello strato limite si pone l'annullamento degli sforzi di taglio per il fatto che la direzione del vento si allinea alle isobare (*velocità di gradiente*).

Per poter risolvere il problema del moto è necessario introdurre delle relazioni che descrivano gli sforzi di taglio  $\tau_u$  e  $\tau_v$ .

$$\tau_u = \rho K(x, y, z) \frac{\partial U}{\partial z} \quad (1.8)$$

$$\tau_v = \rho K(x, y, z) \frac{\partial V}{\partial z} \quad (1.9)$$

$$K(x, y, z) = L^2(x, y, z) \sqrt{\left[\left(\frac{\partial U}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial z}\right)^2\right]} \quad (1.10)$$

dove  $K$  e  $L$  sono rispettivamente la *viscosità turbolenta* e la *lunghezza di mescolamento*.

Dall'equazione di equilibrio del moto è possibile ottenere la seguente espressione:

$$\left[ U \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\bar{q}^2}{2} \right) + V \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\bar{q}^2}{2} \right) + W \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\bar{q}^2}{2} \right) \right] - \left[ \frac{\tau_u}{\rho} \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\tau_v}{\rho} \frac{\partial V}{\partial z} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ w \left( \frac{p'}{\rho} + \frac{\bar{q}^2}{2} \right) \right] + \epsilon = 0 \quad (1.11)$$

dove il sovra segno indica la media rispetto al tempo, e  $q = \sqrt{(u^2 + v^2 + w^2)}$  è la risultante della velocità fluttuante le cui componenti lungo  $x$ ,  $y$ ,  $z$  sono rispettivamente  $u$ ,  $v$  e  $w$ .

L'equazione (1.11) è nota come equazione dell'*energia cinetica della turbolenza* ed esprime l'equilibrio dell'avvezione, produzione, diffusione e dissipazione dell'energia cinetica.

Tale equazione è utile nello studio dei flussi nello strato limite atmosferico dal punto di vista tridimensionale.

### 1.1.2 Profilo della velocità media

Poiché le tempeste di vento si muovono attraverso grandi superfici e quindi incontrano diverse rugosità del terreno, lo studio del profilo della velocità risulta essere complesso; se però limitiamo il campo del nostro studio in

modo da considerare in questa zona la distribuzione della rugosità pressoché uniforme, si può assumere che la velocità media nel piano  $x,y$  sia pressoché costante:  $\partial U/\partial x = 0$ ,  $\partial V/\partial y = 0$ . In questo caso il flusso è detto orizzontalmente omogeneo. Se allo stesso modo si trascura la componente verticale della velocità e si fa riferimento al vento geostrofico, sono valide la 1.6 e 1.7, perciò le equazioni 1.1 e 1.2 si possono riscrivere nella forma:

$$V_g - V = \frac{1}{\rho_f} \frac{\partial \tau_u}{\partial z} \quad (1.12)$$

$$U_g - U = -\frac{1}{\rho_f} \frac{\partial \tau_v}{\partial z} \quad (1.13)$$

Se consideriamo le equazioni 1.8 e 1.9 per gli sforzi di taglio ed assumiamo la viscosità turbolenta (Eq.1.10) costante, si ottiene un modello che prende il nome di *spirale di Ekman*. Imponendo dunque le condizioni al contorno di velocità nulla in corrispondenza del suolo e velocità pari alla velocità geostrofica ad una quota tendente ad infinito, ricavo le relazioni seguenti:

$$U = \frac{1}{\sqrt{2}} G \{1 - e^{(-az)} [\cos(az) - \sin(az)]\} \quad (1.14)$$

$$V = \frac{1}{\sqrt{2}} G \{1 - e^{(-az)} [\cos(az) + \sin(az)]\} \quad (1.15)$$

$$\text{con } a = \sqrt{\frac{f}{2k}}$$

L'utilizzo di questo campo di velocità non da sempre buoni risultati a causa dell'ipotesi fatta prima di viscosità turbolenta costante con l'altezza.

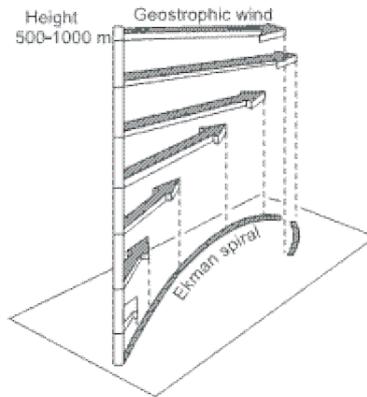


Figura 1.1: Spirale di Ekman

Assumendo modelli in cui la viscosità turbolenta varia con l'altezza, si ottengono risultati più aderenti alla realtà. L'ipotesi fatta da questi modelli è quella di suddividere in due regioni lo strato limite atmosferico: *strato superficiale* e *strato esterno*. Il flusso nello strato superficiale è descritto dalla seguente relazione in forma adimensionale:

$$\frac{U\mathbf{i} + V\mathbf{j}}{u_*} = f_1\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1.16)$$

dove

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \text{ velocità di taglio;}$$

$f_1$  è una funzione che dipende da  $z/z_0$ .

È intuitivo pensare che nello strato esterno ci sia la variazione di velocità  $[(U_g\mathbf{i} + V_g\mathbf{j}) - (U\mathbf{i} + V\mathbf{j})]$  alla generica quota  $z$ . Anche per questo strato è possibile scrivere la legge di variazione della velocità:

$$\frac{U\mathbf{i} + V\mathbf{j}}{u_*} = \frac{U_g\mathbf{i} + V_g\mathbf{j}}{u_*} + f_2\left(\frac{z}{\delta}\right) \quad (1.17)$$

con  $\delta$  l'altezza dello strato limite.

È possibile esprimere la (1.16) in forma equivalente:

$$\frac{U\mathbf{i} + V\mathbf{j}}{u_*} = f_1\left[\left(\frac{z}{\delta}\right)\left(\frac{\delta}{z_0}\right)\right] \quad (1.18)$$

Uguagliando i membri della (1.17) e (1.18) e scegliendo opportunamente le funzioni  $f_1$  e  $f_2$ :

$$f_1(\xi) = (\ln \xi^{1/k})\mathbf{i} \quad (1.19)$$

$$f_2(\xi) = (\ln \xi^{1/k})\mathbf{i} + \frac{B}{k}\mathbf{j} \quad (1.20)$$

con  $k$  e  $B$  costanti si ottengono le seguenti equazioni:

$$\frac{U_g}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \frac{\delta}{z_0} \quad (1.21)$$

$$\frac{V_g}{u_*} = -\frac{B}{k} \quad (1.22)$$

da cui si ottiene la velocità geostrofica

$$G = \frac{u_*}{k} \sqrt{B^2 + \ln^2\left(\frac{\delta}{z_0}\right)} \quad (1.23)$$

Si può anche dedurre lo spessore dello strato limite atmosferico  $\delta$ :

$$\delta = c \frac{u_*}{f} \quad (1.24)$$

dove  $c$  è una costante

È possibile alla fine definire il profilo della velocità media del vento, generalizzando la (1.21) per una velocità ad una quota generica  $z$ :

$$U(z) = \frac{1}{k} u_* \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1.25)$$

dove  $k \approx 0,4$  è la costante di Von Karman,  $z_0$  è la rugosità del suolo, e  $u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$  è la velocità di attrito.

La lunghezza di rugosità,  $z_0$ , può essere interpretata come la dimensione caratteristica dei vortici che si generano per effetto della frizione dell'aria in moto e il suolo.

Anche l'Eurocodice 1 ha definito un profilo di velocità logaritmico distinguendo tra quattro categorie di terreno (spazi aperti, terreni agricoli, aree suburbane ed aree urbane).

$$U(z) = U_{ref} K_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1.26)$$

dove  $U_{ref}$  è la velocità di riferimento del sito in esame.

## 1.2 Turbolenza atmosferica

Il vento nello strato limite atmosferico è sempre turbolento. La turbolenza è caratterizzata da un treno di vortici che si generano per effetto dell'attrito dell'aria con il suolo e con tutti gli ostacoli presenti su di esso (elementi di rugosità). Tanto più grande è la rugosità, tanto più turbolento è il vento in prossimità della superficie di rugosità. L'effetto si propaga sullo strato limite fino a raggiungere l'atmosfera libera in cui la velocità del vento segue le isobare.

Il vento, in quanto turbolento, può essere inteso come un processo stocastico in cui ciascun vortice contribuisce a caratterizzare l'energia (densità spettrale). La turbolenza è costituita da vortici grandi in cui prevalgono le forze fluide inerziali e da vortici piccoli in cui dominano le forze fluide viscosse;

quest'ultimi vortici tendono a dissipare maggiore energia che viene fornita a sua volta dai vortici più grandi.

Nel paragrafo precedente si è potuto constatare che lo spettro della componente longitudinale della velocità del vento è caratterizzato da un *gap spettrale* che garantisce la stazionarietà del valore medio della velocità eolica su un periodo di tempo compreso tra dieci e sessanta minuti; questo aspetto permette di trattare separatamente la componente turbolenta da quella media del vento. Per avere una descrizione fisica completa della turbolenza è necessario definire l'intensità di turbolenza, le scale integrali, la densità spettrale di potenza e la sua coerenza.

### 1.2.1 Intensità di turbolenza

Siano  $U$ ,  $V$  e  $W$  le velocità eoliche medie nelle direzioni  $x$ ,  $y$  e  $z$  di un sistema cartesiano con  $z$  asse verticale;  $u$ ,  $v$  e  $w$  le componenti turbolenti. Nell'ipotesi di terreno omogeneo e flusso orizzontale, le deviazioni standard delle componenti fluttuanti,  $\sigma_u$ ,  $\sigma_v$  e  $\sigma_w$ , si possono considerare costanti sui piani posti a differenti quote rispetto al suolo. Fino ad altezze di 100–200 metri è possibile assumere che:

$$\sigma_u = Au_* \quad (1.27)$$

$$\sigma_v \approx 0,75\sigma_u \quad (1.28)$$

$$\sigma_w \approx 0,50\sigma_u \quad (1.29)$$

con

$$A \approx 2,5 \text{ per } z_0 = 0,05 \text{ m};$$

$$A \approx 1,8 \text{ per } z_0 = 0,30 \text{ m}.$$

Si definiscono le intensità di turbolenza come:

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u(z)}{U(z)} \quad (1.30)$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v(z)}{V(z)} \quad (1.31)$$

$$I_w(z) = \frac{\sigma_w(z)}{W(z)} \quad (1.32)$$

Tale scrittura nasce dall'ipotesi di distribuzione gaussiana delle componenti fluttuanti, valida fino ad altezze di 100–200 metri come indicato sopra.

### 1.2.2 Scale temporali

Considerando un processo stazionario, la funzione di autocorrelazione permette di stimare le informazioni ottenute da una registrazione della velocità del vento, ad un certo istante  $t_1$ , fornisce sul valore della stessa registrazione al tempo  $t_2$ . Definendo  $\tau = t_1 - t_2$ , la funzione di autocorrelazione si può definire nel seguente modo:

$$R_u(z, \tau) = E[u(x, y, z, t_1)u(x, y, z, t_1 + \tau)] \quad (1.33)$$

tale relazione si può scrivere in forma adimensionale:

$$\rho_u(z, \tau) = \frac{E[u(x, y, z, t_1)u(x, y, z, t_1 + \tau)]}{E[u^2(x, y, z, t)]} = \frac{E[u(x, y, z, t_1)u(x, y, z, t_1 + \tau)]}{\sigma_u^2(z)} \quad (1.34)$$

dove  $\sigma_u(z)$  è la varianza. La funzione  $\rho_u(z, \tau)$ , assume valori compresi tra 0 e 1.

### 1.2.3 Scale integrali

Sono una misura della dimensione caratteristica dei vortici. Considerando la componente  $u$ , le rispettive scale integrali si scrivono:

$$L_u^x = \int_0^{+\infty} \rho_u(z, r_x) dr_x \quad (1.35)$$

$$L_u^y = \int_0^{+\infty} \rho_u(z, r_y) dr_y \quad (1.36)$$

$$L_u^z = \int_0^{+\infty} \rho_u(z, r_z) dr_z \quad (1.37)$$

dove  $\rho_u(z, r_j)$ ,  $j = x, y, z$ , è la funzione di cross-correlazione tra due punti della raffica in direzione  $j$  distanziati  $r_j$ . È possibile definire tre scale integrali per ciascuna componente di velocità.

### 1.2.4 Spettro della componente longitudinale della velocità del vento

La turbolenza può essere espressa come la sovrapposizione di vortici caratterizzati da un periodo e quindi da una frequenza angolare  $\omega = 2\pi n$ . L'energia totale del processo è dunque la somma dei vari contributi energetici associati

ad ogni singolo vortice. Il flusso turbolento è mantenuto in equilibrio energetico grazie al continuo rifornimento di energia da parte dei vortici di dimensioni maggiori ai vortici più piccoli che dissipano l'energia ricevuta.

Per la definizione di questi spettri si devono introdurre due ipotesi:

### Prima ipotesi di Kolmogorov

Il moto dei vortici minori dipende dall'energia fornita, che è in equilibrio con quella dissipata e dalla viscosità. Da questo fatto si deduce che i vortici piccoli sono indipendenti dalle condizioni al contorno e quindi non hanno una direzione preferenziale (flusso *isotropo*).

### Seconda ipotesi di Kolmogorov

I vortici più piccoli (dotati di lunghezze d'onda molto piccole) sono responsabili della dissipazione di energia. Di conseguenza i vortici più grandi (dotati di lunghezze d'onda maggiori) si muovono indipendentemente dalla viscosità.

Questa seconda ipotesi permette di definire l'espressione generale della componente longitudinale della velocità del vento:

$$S_{uu}(K) = a\varepsilon^{2/3}K^{-5/3} \quad (1.38)$$

dove  $a \approx 0,5$ ,  $\varepsilon$  è la quantità di energia trasferita (o dissipata) e  $K = 2\pi/\lambda$  è il numero d'onda con  $\lambda$  lunghezza d'onda.

### Spettro nel sotto-intervallo inerziale

Si può assumere l'energia trasferita,  $\varepsilon$ , attraverso la seguente espressione:

$$\varepsilon = \frac{\tau_0}{\rho} \frac{\partial U(z)}{\partial z} \quad (1.39)$$

con  $U(z)$  il profilo della velocità media

$$U(z) = \frac{1}{k} u_* \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (1.40)$$

Utilizzando le precedenti relazioni, è possibile dimostrare la formula seguente che esprime lo spettro della componente longitudinale della velocità del vento:

$$\frac{nS_{uu}(z, n)}{u_*^2} = 0,26 \left[ \frac{nz}{U(z)} \right]^{-2/3} \quad (1.41)$$

dove la quantità  $\frac{nz}{U(z)}$  è nota come coordinata di Monin.  
Si riportano nel seguito altri spettri presenti in letteratura:

### Spettro di Davenport

$$\frac{nS_{uu}(z, n)}{u_{*2}} = 4 \left( \frac{1200n}{U_{10}} \right)^2 \cdot \frac{1}{\left[ 1 + \left( \frac{1200n}{U_{10}} \right)^2 \right]^{4/3}} \quad (1.42)$$

### Spettro Eurocodice 1

$$\frac{nS_{uu}(z, n)}{u_{*2}} = 6,8 \frac{nL_u^x}{U(z)} \cdot \frac{1}{\left[ 1 + 10,2 \frac{nL_u^x}{U(z)} \right]^{5/3}} \quad (1.43)$$

Per ulteriori dettagli e approfondimenti sugli argomenti trattati fare riferimento a [1].

## 1.3 Risposta strutturale all'azione del vento

«Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.» (D.M. 14 gennaio 2008).

Per le strutture usuali o comunque di altezza ridotta, le azioni possono essere considerate come statiche equivalenti in cui gli effetti dinamici possono essere trascurati, questa metodologia di procedere è presentata ad esempio nella normativa italiana attualmente in vigore (D.M. 14 gennaio 2008).

Se invece la struttura è dotata di eccezionale altezza, o di rilevante snellezza o leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare origine ad effetti dinamici importanti e che spesso richiedono indagini approfondite in galleria del vento.

Nella fattispecie, in questo paragrafo si vogliono dare delle indicazioni generali sulle tipologie di comportamento a cui possono essere soggette le strutture. Gli effetti dinamici sono divisi nei seguenti tipi:

- risposta strutturale lungo la direzione del vento (*along-wind*);
- risposta strutturale lungo la direzione ortogonale al vento (*across-wind*);
- galloping;
- divergenza e flutter.

I primi due effetti proposti considerano la struttura come un corpo rigido, mentre gli ultimi due assumono il corpo deformabile, per questo si possono innescare dei fenomeni di amplificazione della risposta per effetto dell'interazione tra struttura che oscilla e forza fluida.

### 1.3.1 Risposta *along-wind*

Lo studio di questo effetto considera la struttura che oscilla nella stessa direzione in cui agisce l'azione eolica e dal punto di vista pratico si traduce nell'individuazione del coefficiente dinamico di amplificazione della pressione agente su una superficie.

Poiché la turbolenza atmosferica genera sulla struttura un carico eolico fluttuante, se le oscillazioni strutturali sono significative, la risposta media, ossia quella generata solamente dalla componente media della velocità del vento, non è in grado di descrivere correttamente la risposta strutturale. Per questo motivo si deve aggiungere un termine in grado di rappresentare la risposta dinamica definita dalla componente fluttuante della velocità del vento.

### 1.3.2 Risposta *across-wind*

Questo fenomeno è dovuto principalmente al distacco di vortici e alla formazione della scia. È possibile definire la frequenza di distacco dei vortici con la nota legge del numero di *Strouhal*, definita per un cilindro:

$$f = S_t \frac{U}{D}$$

dove:

**f** frequenza distacco vortici;

$S_t$  numero di Strouhal che dipende dalla forma della sezione e dal numero di Reynolds della corrente fluida;

**U** velocità media della corrente fluida incidente;

**D** diametro del cilindro.

Il fenomeno da evitare è la sincronizzazione del distacco dei vortici con la frequenza di oscillazione trasversale del cilindro. L'instaurarsi di questa condizione porta a notevoli ampiezze di oscillazione, pari addirittura al diametro del cilindro. È dunque fattibile la determinazione della velocità critica per cui

si ha il fenomeno della sincronizzazione, che si ottiene ponendo l'uguaglianza tra le frequenze di oscillazione:

$$U_{cr} = \frac{f_0 D}{S_t}$$

È intuitivo pensare che la presenza di smorzamento della struttura riduca la possibilità dell'innescio di questo fenomeno. Tale caratteristica è definita dal numero di Scruton (vedi [1]).

### 1.3.3 Fenomeni aeroelastici

Le strutture a sezione non circolare sono soggette ad una forzante fluida che cambia con l'orientamento del corpo. Se dunque il corpo oscilla, la sua posizione varia nel tempo e quindi cambia anche l'azione della forzante fluida che tende a sua volta ad oscillare, potendo di conseguenza generare grandi ampiezze di oscillazione. Si descrivono brevemente i diversi effetti:

#### **Galloping**

Si divide in galloping traslazionale e torsionale e si genera per effetto del distacco di vortici, che porta ad una oscillazione della struttura ortogonalmente alla direzione del vento. Se la struttura non è suscettibile al distacco di vortici, tale fenomeno non risulta rilevante. La normativa (EN 1991-1-4:2005) definisce una velocità critica per cui sia ha il fenomeno del galloping che deve essere confrontata con la velocità media ad una particolare altezza, per comprendere se l'effetto è rilevante o meno.

#### **Divergenza e flutter**

Divergenza e flutter sono instabilità che possono avvenire per strutture flessibili piatte, come insegne e ponti sospesi. In entrambi i casi l'instabilità è causata dall'inflessione della struttura, che modificando l'aerodinamica, alterando il carico. Entrambe le situazioni sono da evitare, perché portano la struttura in risonanza, con la possibilità di collasso. Secondo la EN 1991-1-4:2005 la struttura è incline a tali fenomeni se non vengono rispettati tre criteri, di cui due si basano sulle caratteristiche geometriche ed uno sulla frequenza e modo di vibrare dominante della struttura.

# Capitolo 2

## Dinamica delle strutture

In questo capitolo si vuole fare un piccolo riassunto dei principi teorici che stanno alla base del caso studio che sarà trattato nei prossimi capitoli.

Gli argomenti esposti fanno riferimento solamente ad alcune questioni chiave per la risoluzione del problema dinamico del caso studio, questo capitolo dunque non vuole esporre in maniera esauriente tutti i problemi collegati alla dinamica delle strutture ma solo alcuni punti chiave necessari alla risoluzione del problema presentato nel capitolo 7.

### 2.1 Sistemi ad un grado di libertà

Noto il fatto che una struttura reale è caratterizzata da  $n$  gradi di libertà, si può pensare di ricondurre la struttura ad  $n$  sistemi ad 1 grado di libertà; tale semplificazione consente di trattare meglio aspetti come le oscillazioni libere o smorzate e di generalizzare il problema per sistemi a più gradi di libertà.

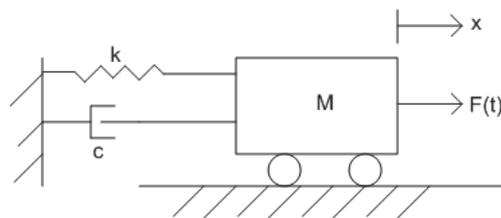


Figura 2.1: Schema di un sistema ad 1 g.d.l.

Come si può notare dalla figura 2.1, il carrello è dotato di una massa  $M$ , di una rigidezza  $k$  e di uno smorzamento  $c$ .

## Oscillazioni libere

Se in un primo momento si trascura l'effetto dato dallo smorzamento (ponendo  $c = 0$ ), l'equilibrio del sistema è il seguente:

$$m \cdot a = F(t) - k \cdot x \quad (2.1)$$

sapendo che  $a = \frac{d^2x}{dt^2} = \ddot{x}$ , l'equazione può essere riscritta nella forma:

$$m \cdot \ddot{x} + k \cdot x = F(t) \quad (2.2)$$

La risoluzione di questa equazione differenziale di secondo grado non omogenea a coefficienti costanti, è definita dalla somma tra la soluzione dell'omogenea associata e della particolare.

$$x(t) = x_G(t) + x_P(t) \quad (2.3)$$

La soluzione dell'equazione particolare dipende dal tipo di forzante associata al sistema (costante, ciclica, ecc.). Nel seguito si farà riferimento alla risoluzione del problema della sola equazione differenziale dell'omogenea associata, cioè:

$$m \cdot \ddot{x} + k \cdot x = 0 \quad (2.4)$$

l'insieme delle soluzioni che soddisfa la (2.4), si può scrivere nella forma:

$$x = Ce^{\lambda t} \quad (2.5)$$

- se  $\lambda$  è immaginario  $\Rightarrow$  moto oscillatorio (vibrazioni);
- se  $\lambda$  è reale  $\Rightarrow$  funzione crescente o decrescente.

sostituendo la (2.5) nella (2.4) si ottiene:

$$(m\lambda^2 + k)Ce^{\lambda t} = 0 \quad (2.6)$$

L'equazione è rispettata per  $C = 0$  (corpo in quiete), oppure per  $\lambda^2 = -\frac{k}{m}$  dal quale si deduce  $\lambda = \pm i\sqrt{\frac{k}{m}}$ . Sostituendo nell'equazione differenziale si ottiene:

$$\begin{aligned} x(t) &= C_1 e^{i\sqrt{\frac{k}{m}}t} + C_2 e^{-i\sqrt{\frac{k}{m}}t} \\ &= A \cdot \cos\left(\sqrt{\frac{k}{m}}t\right) + B \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}}t\right) \end{aligned} \quad (2.7)$$

Posto

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \left[ \frac{rad}{s} \right] \quad (2.8)$$

dove  $\omega$  rappresenta la frequenza propria del sistema. Nota questa quantità, è possibile definire ulteriori parametri utili alla descrizione di un sistema in regime oscillatorio.

- frequenza

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad [s^{-1}] \Rightarrow [Hz] \quad (2.9)$$

- periodo

$$T = \frac{1}{f} \quad [s] \quad (2.10)$$

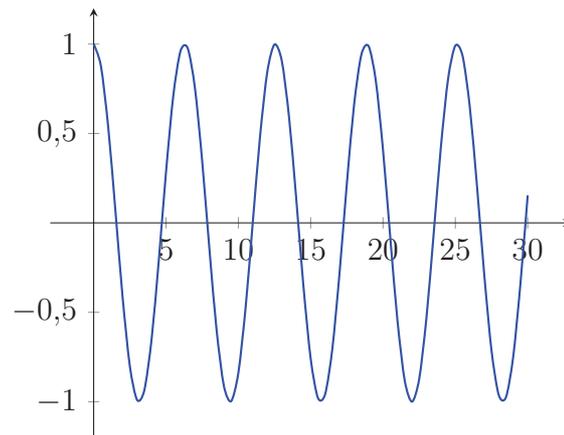


Figura 2.2: Oscillazioni libere.

Per definire i valori di  $A$  e  $B$  della (2.7), si impongono le condizioni al contorno:

$$x(t=0) = x_0 \Rightarrow A = x_0$$

$$\dot{x}(t=0) = \frac{\partial x}{\partial t} = \frac{dx}{dt} = \dot{x}_0 \Rightarrow B = \frac{\dot{x}_0}{\omega}$$

Svolgendo le dovute sostituzioni nell'equazione (2.7) si ottiene il seguente risultato:

$$x(t) = x_0 \cos\left(\sqrt{\frac{k}{m}}t\right) + \frac{\dot{x}_0}{\omega} \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}}t\right) \quad (2.11)$$

## Oscillazioni smorzate

Se ora si considera il sistema dotato di smorzamento ( $c \neq 0$ ), come lo sono le strutture reali, all'equazione differenziale si aggiunge un ulteriore termine legato alla velocità di oscillazione del sistema. Lo smorzamento  $c$  è inteso come viscoso e quindi dipendente dalla velocità; nella realtà delle strutture civili la dissipazione avviene per frizione e quindi indipendente dalla velocità, rendendo il fenomeno più complesso; nonostante questo problema, si cerca di adattare la funzione di smorzamento alla velocità attraverso opportune sperimentazioni.

L'equazione differenziale assume la forma:

$$m \cdot \ddot{x} = F(t) - k \cdot x - c \cdot \dot{x} \quad (2.12)$$

La risoluzione di questa equazione porta alla definizione del parametro di smorzamento  $\xi$  e alla ridefinizione del parametro  $\omega_d$ , che rappresenta la frequenza propria di un sistema smorzato ad un grado di libertà.

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.13)$$

Eseguendo i calcoli si ottiene la seguente equazione:

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} [A \sin(\omega_d t) + B \cos(\omega_d t)] \quad (2.14)$$

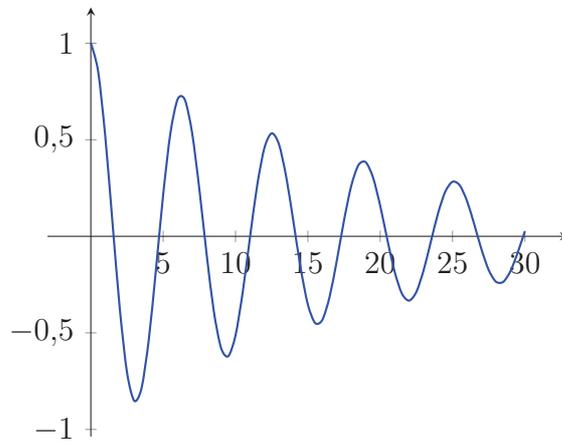


Figura 2.3: Oscillazioni smorzate.

## Integrale particolare

Fino ad ora, si è focalizzato lo studio sulla risoluzione della sola equazione differenziale dell'omogenea associata, cioè non è stata considerata l'azione

di una forzante esterna agente sul sistema. Se dunque si considera una sollecitazione esterna, il suo integrale deve essere aggiunto alla soluzione dell'omogenea associata.

Nel caso di una forza generica che varia nel tempo (sisma, vento, ecc.), il problema del calcolo della soluzione risulta complicato, per questo si ricorre al calcolo alle differenze finite o con le serie di *Fourier*.

Un ulteriore modo di procedere è quello di applicare al sistema un impulso, integrando poi su tutto l'intervallo considerato, si riesce a determinare la risposta strutturale sull'intera storia di carico. Nel seguito si esplicitano alcuni calcoli per dare un'indicazione sul modo di procedere.

$$m\dot{x} = \int_0^{t_1} F(\tau) d\tau \quad (2.15)$$

$$dx = e^{-\xi\omega(t-\tau)} \left\{ \frac{F(\tau)}{m\omega_d} \sin [\omega_d(t - \tau)] \right\} d\tau \quad (2.16)$$

integrando la 2.16, ottengo la seguente relazione:

$$x(t) = \frac{1}{m\omega_d} \underbrace{\int_0^t F(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin [\omega_d(t - \tau)] d\tau}_{DUHAMEL} \quad (2.17)$$

L'integrale evidenziato dalla parentesi graffa è chiamato *integrale di Duhamel*. La (2.17) definisce la risposta in termini di spostamento di un sistema ad 1 g.d.l. eccitato da una forzante generica.

## 2.2 Sistemi a due gradi di libertà

L'analisi di questo sistema è necessario per poter affrontare il caso studio che sarà proposto successivamente (capitolo 7). In particolare, in questo paragrafo si vuole indagare il comportamento di un sistema a due gradi di libertà senza o con smorzamento applicato alla massa detta "assorbente". La trattazione che seguirà, non considererà lo smorzamento sulla massa primaria. Si considera l'applicazione di una forzante armonica sulla massa primaria, [2].

### 2.2.1 Massa assorbente non smorzata

Dato il sistema principale di massa  $M$  e rigidità  $K$ , collegato rigidamente al suolo, ed il sistema secondario (massa assorbente) di massa  $m$  e rigidità  $k$ . La frequenza naturale  $\sqrt{k/m}$  della massa assorbente è fissata uguale alla

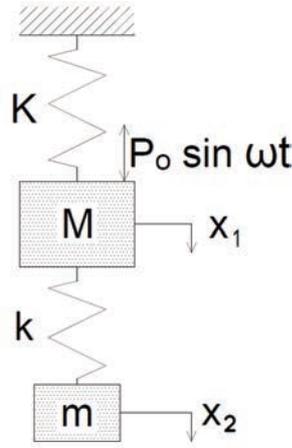


Figura 2.4: Sistema a due gradi di libertà

frequenza  $\omega$  di oscillazione della forza. Sarà mostrato come la massa principale  $M$  non vibrerà.

Si possono scrivere nel seguito le equazioni di equilibrio:

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{x}_1 + (K + k)x_1 - kx_2 &= P_0 \sin \omega t \\ m\ddot{x}_2 + k(x_2 - x_1) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

È facile dedurre che gli spostamenti possono essere scritti nella forma:

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= a_1 \sin \omega t \\ x_2 &= a_2 \sin \omega t \end{aligned} \right\} \quad (2.19)$$

È evidente dalla (2.18) la presenza di  $x_1$ ,  $\ddot{x}_1$  e  $x_2$ ,  $\ddot{x}_2$ , ma non le derivate prime  $\dot{x}_1$  e  $\dot{x}_2$ . La funzione seno, rimane seno dopo due derivazioni, di conseguenza, con l'assunzione fatta nella (2.19) tutti i termini della (2.18) saranno proporzionali al  $\sin \omega t$ . Dividendo dunque per  $\sin \omega t$  si trasforma l'equazione differenziale in equazioni algebriche del tipo:

$$\left. \begin{aligned} a_1 (-M\omega^2 + K + k) - ka_2 &= P_0 \\ -ka_1 + a_2 (-m\omega^2 + k) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.20)$$

Per semplificare la relazione è possibile scrivere in forma adimensionale le due relazioni sopra indicate, per questo scopo si introducono i seguenti simboli:

$x_{st} = P_0/K$  spostamento statico della massa principale;

$\omega_a^2 = k/m$  frequenza naturale della massa assorbente;

$\Omega_n^2 = K/M$  frequenza naturale della massa principale;

$\mu = m/M$  rapporto di massa.

Il sistema (2.20) diventa:

$$\left. \begin{aligned} \frac{a_1}{x_{st}} &= \frac{1 - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}\right) \left(1 + \frac{k}{K} - \frac{\omega^2}{\Omega_n^2}\right) - \frac{k}{K}} \\ \frac{a_2}{x_{st}} &= \frac{1}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}\right) \left(1 + \frac{k}{K} - \frac{\omega^2}{\Omega_n^2}\right) - \frac{k}{K}} \end{aligned} \right\} \quad (2.21)$$

Dalla prima delle seguenti equazioni si può ricavare facilmente che l'ampiezza di oscillazione della massa principale è zero quando il numeratore  $\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}\right)$  è zero. Questo accade quando la frequenza della forza è la stessa della frequenza naturale della massa assorbente.

Ora si esamina la seconda equazione della (2.21) per il caso in cui  $\omega = \omega_a$ . Il primo fattore a denominatore è zero, per questo motivo l'equazione si riduce alla forma:

$$a_2 = -\frac{K}{k}x_{st} = -\frac{P_0}{k} \quad (2.22)$$

Si ha dunque che la massa principale rimane ferma, mentre la massa smorzante si muove della quantità  $-\frac{P_0}{k} \cdot \sin \omega t$  che è in ogni istante opposto al verso della forza esterna.

Queste relazioni sono vere per ogni valore del rapporto  $\omega/\Omega_n$ . Si studia il caso in cui:

$$\omega_a = \Omega_n \quad \circ \quad \frac{k}{m} = \frac{K}{M} \quad \circ \quad \frac{k}{K} = \frac{m}{M}$$

Per questo caso particolare la (2.21) diventa:

$$\left. \begin{aligned} \frac{x_1}{x_{st}} &= \frac{1 - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}\right) \left(1 + \mu - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}\right) - \mu} \sin \omega t \\ \frac{x_2}{x_{st}} &= \frac{1}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}\right) \left(1 + \mu - \frac{\omega^2}{\omega_a^2}\right) - \mu} \sin \omega t \end{aligned} \right\} \quad (2.23)$$

Un aspetto interessante di questo risultato e della (2.21) è che i due denominatori sono uguali. Si nota che il denominatore contiene un termine proporzionale a  $(\omega^2/\omega_a^2)^2$ , un termine proporzionale a  $(\omega^2/\omega_a^2)^1$  e un termine indipendente da questo rapporto. Quando il denominatore è uguagliato a zero, questo diviene un'equazione quadratica in  $\omega^2/\omega_a^2$  che ha necessariamente due soluzioni. Per questi due valori della frequenza esterna  $\omega$  entrambi i denominatori della (2.23) diventano nulli, e conseguentemente  $x_1$  e  $x_2$  tendono ad infinito; i due punti definiscono i valori per cui la struttura entra in risonanza. Se uno dei denominatori della (2.23) non fossero uguali l'un l'altro, questo comporterebbe che uno dei due tenderebbe a zero per un certo valore di  $\omega$ , mentre l'altro sarebbe diverso da zero. Questo significa che  $x_1$  potrebbe essere infinito, mentre  $x_2$  no. Ma, se  $x_1$  è infinita, l'estensione e la compressione della molla dello smorzatore diventerebbe infinita e necessariamente anche la forza agente sulla molla. Questo fatto porta alla condizione assurda per cui si ha uno spostamento finito della massa  $m$  dello smorzatore mentre una forza infinita  $k(x_1 - x_2)$  agisce su di essa. Chiaramente, se uno degli spostamenti diviene infinito, lo deve diventare anche l'altro; da questo si deduce che entrambi i denominatori della (2.23) devono essere gli stessi.

Le frequenze naturali di risonanza si ottengono uguagliando a zero il denominatore, il quale restituisce le seguenti soluzioni:

$$\left(\frac{\omega}{\omega_a}\right)^2 = \left(1 + \frac{\mu}{2}\right) \pm \sqrt{\mu + \frac{\mu^2}{4}} \quad (2.24)$$

Questa relazione è sintetizzata nella figura 2.5.

Come si può notare dai grafici che esprimono l'andamento degli spostamenti adimensionalizzati  $x_1$  ed  $x_2$  al variare della frequenza di oscillazione della forza esterna, in corrispondenza dei punti di risonanza lo spostamento passa da positivo a negativo, questo effetto è dovuto al cambiamento di fase della forza.

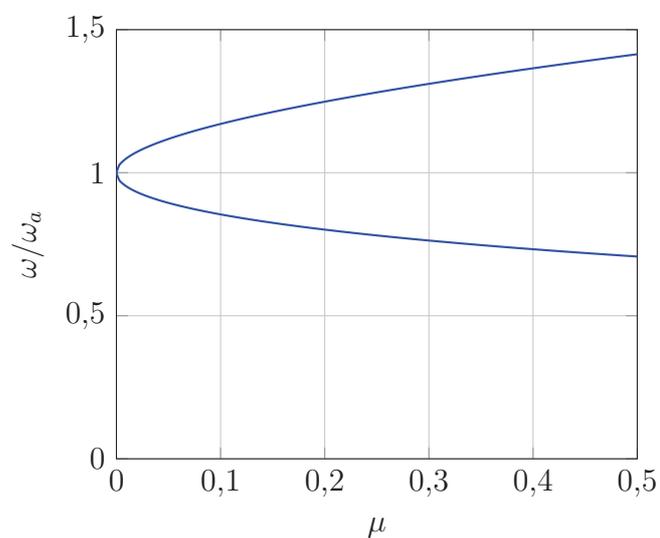


Figura 2.5: Frequenze di risonanza al variare di  $\mu$

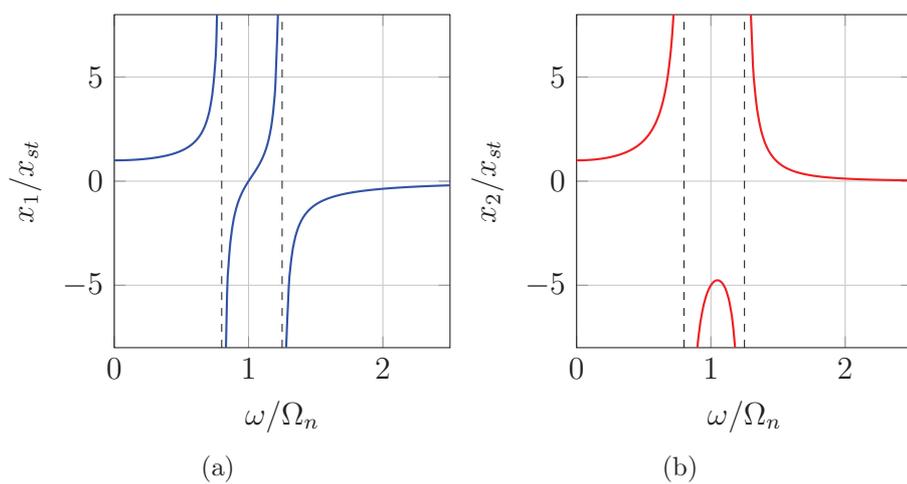


Figura 2.6: Spostamenti massa principale  $x_1$  e assorbente  $x_2$ , per  $\mu = 1/5$  e  $\omega_a = \Omega_n$

### 2.2.2 Massa assorbente smorzata

Si consideri il sistema di figura 2.4 in cui uno smorzatore è collegato in parallelo alla molla di rigidità  $k$ , tra la massa  $M$  ed  $m$ . La rigidità principale  $K$  rimane non smorzata. Le equazioni differenziali del moto si riscrivono nella seguente forma:

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{x}_1 + Kx_1 + k(x_1 - x_2) + c(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) &= P_0 \sin \omega t \\ m\ddot{x}_2 + k(x_2 - x_1) + c(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.25)$$

Per poter risolvere le due equazioni differenziali, è necessario il passaggio dall'insieme dei numeri reali all'insieme dei numeri complessi. In particolare il risultato ottenuto è il seguente:

$$\left. \begin{aligned} -M\omega^2 x_1 + Kx_1 + k(x_1 - x_2) + i\omega c(x_1 - x_2) &= P_0 \\ -m\omega^2 x_2 + k(x_2 - x_1) + i\omega c(x_2 - x_1) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.26)$$

Questo sistema può essere risolto per  $x_1$  e  $x_2$ . L'interesse maggiore si ha nel conoscere l'andamento di  $x_1$ , perciò si scriverà  $x_2$  in funzione di  $x_1$ . Risolvendo si ottiene la relazione:

$$x_1 = \frac{P_0 (k - m\omega^2) + i\omega c}{[(-M\omega^2 + K)(-m\omega^2 + k) - m\omega^2 k] + i\omega c (-M\omega^2 + K - m\omega^2)} \quad (2.27)$$

L'espressione complessa (2.27) può essere scritta nella forma:

$$x_1 = P_0(A_1 + iB_1) \quad (2.28)$$

dove  $A_1$  e  $B_1$  sono reali e non contengono  $i$ . Affinché la (2.28) assuma la forma della (2.27)

$$x_1 = P_0 \frac{A + iB}{C + iD} \quad (2.29)$$

Rimaneggiando opportunamente questa relazione e confrontandola con la (2.27), si perviene al seguente risultato:

$$\frac{x_1^2}{P_0^2} = \frac{(k - m\omega^2)^2 + \omega^2 c^2}{[(-M\omega^2 + K)(-m\omega^2 + k) - m\omega^2 k]^2 + \omega^2 c^2 (-M\omega^2 + K - m\omega^2)^2} \quad (2.30)$$

La (2.30) rappresenta l'ampiezza del movimento della massa principale  $M$ .

Da notare che l'equazione (2.30) è costituita da sette variabili:  $P_0$ ,  $\omega$ ,  $c$ ,  $K$ ,  $k$ ,  $M$  e  $m$ . Il numero delle variabili può essere ridotto se si riscrive la relazione in termini adimensionali, tenendo conto della proporzionalità diretta tra forza e spostamento; si impone dunque:

$$\begin{aligned} f &= \omega_a/\Omega_n && \text{rapporto di frequenza (frequenze naturali);} \\ g &= \omega/\Omega_n && \text{rapporto di frequenza della forza;} \\ c_c &= 2m\Omega_n && \text{smorzamento critico.} \end{aligned}$$

Applicando le dovute sostituzioni si ottiene:

$$\frac{x_1}{x_{st}} = \sqrt{\frac{\left(2\frac{c}{c_c}g\right)^2 + (g^2 - f^2)^2}{\left(2\frac{c}{c_c}g\right)^2 (g^2 - 1 + \mu g^2)^2 + [\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)]^2}} \quad (2.31)$$

Questa equazione rappresenta l'ampiezza di oscillazione della massa principale in funzione di quattro variabili essenziali:  $\mu$ ,  $c/c_c$ ,  $f$  e  $g$ . È possibile disegnare in un grafico la relazione appena descritta, fissando alcuni parametri come:  $f = 1$ ,  $\mu = 1/5$ . Si rappresentano le curve per diversi valori di  $c/c_c$ .

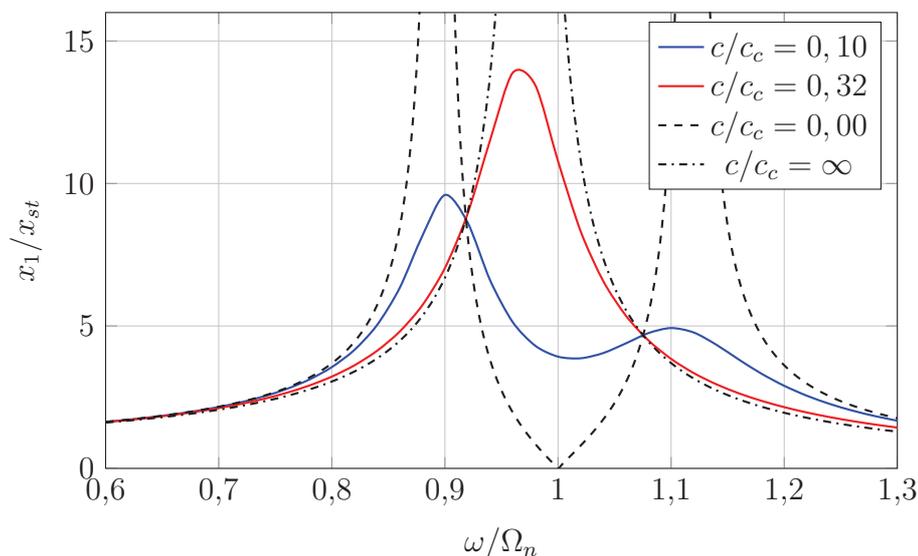


Figura 2.7: Ampiezza di oscillazione della massa principale al variare dei coefficienti di smorzamento.

È interessante notare quello che accade all'aumentare dello smorzamento. Per  $c = 0$  si manifesta lo stesso caso proposto nella (2.6a). Quando lo smorzamento diventa infinito, le due masse si muovono assieme formando un sistema ad un solo grado di libertà. Nel grafico di figura 2.7, si riportano due curve riferite a  $c/c_c = 0, 10$  e  $c/c_c = 0, 32$ .

Lo studio che ora risulta interessante affrontare, è quello dell'individuazione dello smorzamento ottimale che riduce al minimo il picco di spostamento della massa  $M$ . Per studiare questo fenomeno è importante notare che nel grafico (2.7) tutte e quattro le curve intersecano gli stessi due punti  $P$  e  $Q$ . Questa caratteristica non è casuale, ma si mantiene per ogni valore di smorzamento adottato, questo denota l'indipendenza della posizione dei due punti dallo smorzamento. La posizione di questi due punti può cambiare al variare di  $f$ , che comporta una traslazione verso l'alto o il basso dei due punti.

Lo scopo ora è quello di riscrivere la (2.31) in modo che diventi indipendente dallo smorzamento  $c/c_c$ . La formula è nella forma:

$$\frac{x_1}{x_{st}} = \sqrt{\frac{A \left(\frac{c}{c_c}\right)^2 + B}{C \left(\frac{c}{c_c}\right)^2 + D}} \quad (2.32)$$

Questa relazione è indipendente dallo smorzamento se  $A/C = B/D$ , che riscritta da:

$$\left(\frac{1}{g^2 - 1 + \mu g^2}\right)^2 = \left(\frac{g^2 - f^2}{\mu f^2 g^2 - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)}\right)^2 \quad (2.33)$$

Si può eliminare il quadrato nelle due relazioni ed aggiungere un  $\pm$  di fronte alla relazione a destra dell'uguale, in questo modo si ottengono due soluzioni da studiare. Considerando in un primo momento il segno negativo davanti al termine di destra, si giunge alla relazione:

$$g^2 = 0 \quad (2.34)$$

Questo è un risultato banale, ma vero. Quando  $g = 0$  o  $\omega = 0$  l'ampiezza di oscillazione è  $x_{st}$ , indipendente dallo smorzamento, semplicemente perché la massa si muove molto lentamente, in questo modo lo smorzatore non agisce sulla massa (lo smorzamento è proporzionale alla velocità).

L'alternativa successiva è che il segno positivo sia posto a destra dell'uguaglianza; dopo semplici calcoli si ottiene:

$$g^4 - 2g^2 \frac{1 + f^2 + \mu f^2}{2 + \mu} + \frac{2f^2}{2 + \mu} = 0 \quad (2.35)$$

questa è una relazione quadratica in  $g^2$ , che definisce i due “punti fissi” di cui si è parlato precedentemente. I due punti sono funzione di  $\mu$  ed  $f$ . L’obiettivo ora è quello di trovare il valore di  $f$  tale per cui le ordinate dei due punti si uguagliano.

Noti i valori di  $g_1^2$  e  $g_2^2$  sostituendoli nella (2.31) ed uguagliando le due relazioni si ottiene il corretto valore di  $f$  affinché i due punti  $P$  e  $Q$  abbiano la stessa ordinata. Sapendo che le relazioni suddette sono indipendenti dallo smorzamento, è possibile riscrivere la (2.31) per  $c/c_c = \infty$  in modo da rendere l’espressione più semplice:

$$\frac{x_1}{x_{st}} = \frac{1}{1 - g^2(1 + \mu)} \quad (2.36)$$

Applicando le dovute sostituzioni si raggiunge il seguente risultato:

$$g_1^2 + g_2^2 = \frac{2}{1 + \mu} \quad (2.37)$$

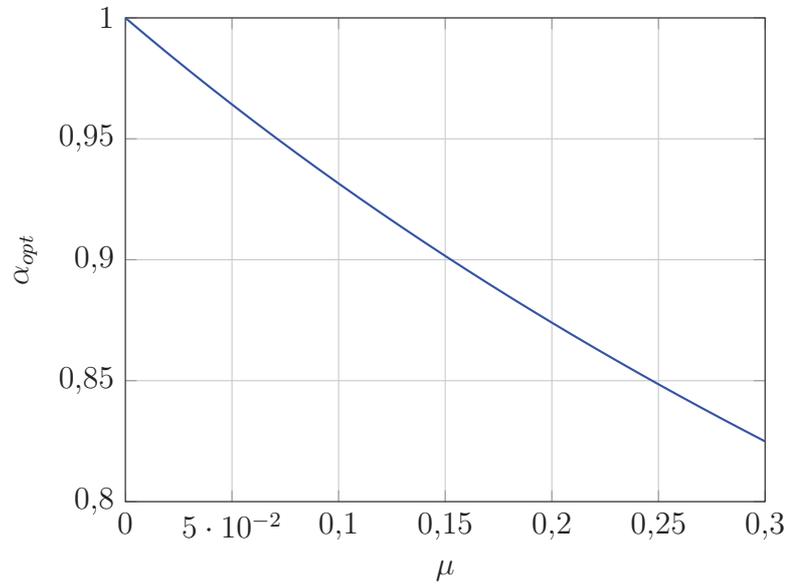
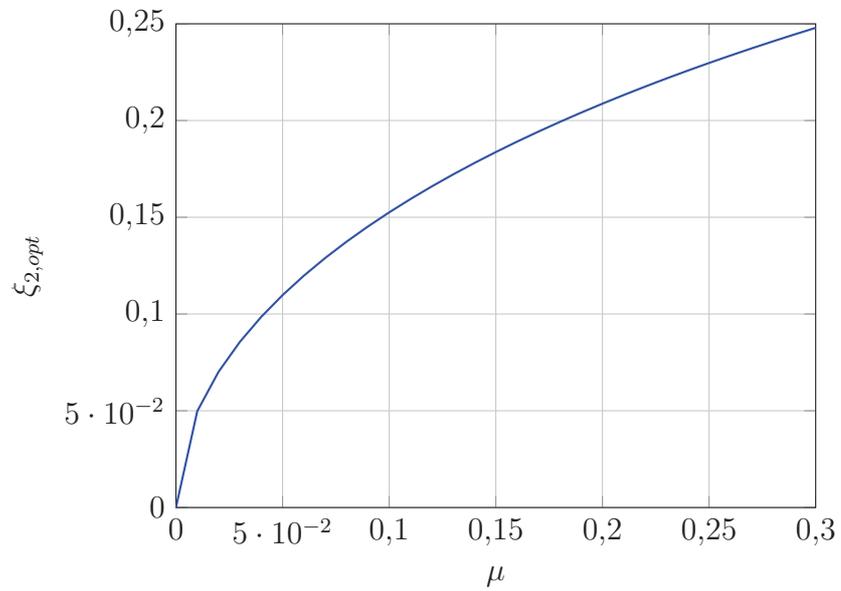
Per trovare i due quadrati  $g_1^2$  e  $g_2^2$  è possibile ricordare che il termine centrale della (2.35) è pari alla somma delle radici dell’equazione (2.35):

$$g_1^2 + g_2^2 = \frac{2(1 + f^2 + \mu f^2)}{2 + \mu} \quad (2.38)$$

Sostituendo la (2.38) nella (2.37) si perviene al risultato seguente:

$$f = \frac{1}{1 + \mu} \quad (2.39)$$

Questa espressione definisce la giusta “accordatura” per qualsiasi dimensione dello smorzatore in modo da ridurre al minimo l’amplificazione dello spostamento della massa primaria, nelle ipotesi premesse all’inizio del paragrafo. Le figure 2.8 e 2.9 rappresentano l’andamento del rapporto di smorzamento e del rapporto di frequenza ottimale secondo quanto trovato nelle equazioni precedenti.

Figura 2.8: Andamento  $\alpha_{opt}$ .Figura 2.9: Andamento  $\xi_{opt}$ .

# Capitolo 3

## Criteri di percezione

L'utilizzo di materiali fortemente resistenti e l'adozione di tecniche costruttive sempre più avanzate, consente la realizzazione di strutture leggere e sempre più alte. L'aumento della snellezza, associato ad un basso smorzamento intrinseco nella struttura, predispone l'edificio alle vibrazioni indotte dal vento, che percepite dagli occupanti possono causare paura ed allarme. L'esposizione per lunghi periodi a queste oscillazioni può inoltre portare a perdita di concentrazione ed innescare fenomeni come vertigini, emicrania e nausea.

La progettazione dei moderni edifici alti è accompagnata da controlli fatti in galleria del vento, utilizzati per definire le sollecitazioni e accelerazioni indotte dall'azione eolica; tali informazioni consentono attraverso il confronto con normative (ISO 6897: 1984, ISO/FDIS 10137:2007, CNR 207/2008, ecc.) o studi ad *hoc*, per definire i limiti accettati di accelerazione e dunque garantire il comfort degli occupanti. Quando i risultati ottenuti dalla galleria del vento non soddisfano tali criteri si adottano diverse misure di mitigazione, come la modifica del sistema strutturale e/o la forma aerodinamica dell'edificio e/o l'installazione di dispositivi di controllo della vibrazione. La tabella 3.1 riassume le possibili soluzioni da adottare per contrastare le eccessive vibrazioni di un edificio.

Questo capitolo vuole presentare alcuni studi passati e presenti sulla percezione umana delle vibrazioni e i limiti tollerabili negli edifici alti soggetti all'azione del vento.

### 3.1 Percezione umana della vibrazione

Gli studi passati sulla percezione umana e i limiti tollerabili della vibrazione indotta dal vento sugli edifici alti sono divisi in tre tipi: esperimenti di campo

Tabella 3.1: Tecniche di mitigazione degli effetti indotti dal vento

Tecniche	Tipo	Scopo	Osservazioni
Progettazione aerodinamica	Passivo	Crescere le proprietà aerodinamiche per ridurre i coefficienti di spinta del vento	Smusso degli angoli, aperture
Progettazione strutturale	Passivo	Incremento della massa dell'edificio per ridurre il rapporto massa d'aria/edificio	Incremento del costo dei materiali
		Incremento della rigidità o la frequenza naturale per ridurre la velocità del vento adimensionale	Outrigger, belt/bandage, ecc.
Dispositivi ausiliari di smorzamento	Passivo	Aggiunta di materiali con proprietà di dissipazione energetica, incrementando lo smorzamento della costruzione	SD, SJD, LD, FD, VED, VD, OD
		Aggiunta di un sistema di massa ausiliario per incrementare il livello di smorzamento	TMD, TLD
	Attivo	Generazione di un controllo di forza sfruttando gli effetti inerziali per minimizzare la risposta	AMD, HMD, AGS
		Generazione di un controllo di forza aerodinamica per ridurre il coefficiente di spinta del vento o minimizzare la risposta	Rotore, appendici aerodinamiche
		Cambiare la rigidità per evitare la risonanza	AVS

SD: steel damper; SJD: steel joint damper; LD: lead damper; FD: friction damper; VED: viscous elastic damper; VD: viscous damper; OD: oil damper; TMD: tuned mass damper; TLD: tuned liquid damper; AMD: active mass damper; HMD: hybrid mass damper; AGS: active gyro stabilizer; AVS: active variable stiffness

(indagini fatte su edifici esistenti), esperimenti con simulatori di movimento e tavole vibranti ed esperimenti condotti su edifici eccitati artificialmente.

Generalmente le vibrazioni indotte dal vento su un edificio alto variano in frequenza tra lo 0,1–1,0  $Hz$ .

### 3.1.1 Prove di campo

Sono stati condotti degli esperimenti all'interno di edifici, soggetti a forti raffiche di vento (Hansen et al., 1973; Goto, 1983; Lee, 1983; Isyumov et al., 1988; Isyumov e Kilpatrick, 1996; Denoon et al., 1999, 2000a; Denoon, 2001 ed alti). In certi test gli immobili sono stati equipaggiati con strumentazioni necessarie alla misurazione della velocità del vento incidente (anemometro) e l'accelerazione (accelerometri); nelle strutture in cui questo non è stato possibile farlo, sono state condotte a posteriori delle analisi in galleria del vento per determinare le caratteristiche dell'azione eolica e della struttura. La qualità migliore dei risultati si è ottenuta per quegli edifici in cui precedentemente ci sono state delle esperienze di vibrazioni inaccettabili e/o si sono manifestate lamentele da parte degli occupanti.

Hansen et al. (1973) hanno definito nei loro studi una correlazione tra il discomfort degli occupanti e le vibrazioni indotte dal vento in due edifici alti 167  $m$  adibiti ad uffici. In particolare è stata fatta un'indagine tra gli occupanti successivamente al passaggio di due forti temporali. Uno degli edifici testati è stato strumentato con accelerometri per registrare l'accelerazione della costruzione, i quali hanno rilevato un massimo di accelerazione *rms* (*root mean square*, [4]) di 2  $mg$  (1  $mg = 1/1000$  dell'accelerazione gravitazionale); mentre l'accelerazione massima *rms* del secondo edificio è stata dedotta da test fatti in galleria del vento, individuando un'accelerazione di 5  $mg$ . Al termine di queste analisi è stato creato un criterio sul comfort, imponendo un limite sull'accelerazione *rms* dell'edificio di 5  $mg$  con frequenza di 1 volta ogni 6 anni nella media.

Isyumov et al. (1988) hanno esaminato un notevole numero di edifici storici, inclusi: Torre Eiffel, Empire State Building, World Trade Center Towers a New York City, John Hancock Tower di Chicago, Commerce Court Plaza di Toronto, CN Tower anch'essa a Toronto, Allied Bank Plaza a Houston, e Citicorp Building a New York City. In molti casi si è osservato come le performance di una struttura possano essere ben rappresentate da studi analitici, accompagnati da quelli in galleria del vento, procedure usualmente utilizzate in ambito di progettazione. Inoltre, questa grande scala di osservazioni può essere un valido aiuto per la progettazione di una ristrutturazione di un edificio esistente. Degno di nota è l'Empire State Building, che con la sua estesa muratura di tamponamento e la facciata in

Tabella 3.2: Media dei limiti di percezione per tre torri (Denoon et al., 2000a)

Location	Natural frequency (Hz)	Average threshold of perception, peak acceleration (mg)
Brisbane Airport Control Tower	0,54	2,5
Sydney Airport Control Tower	0,94	2,4
Port Operations Airport Control Tower	0,39	2,8

pietra, dona alla costruzione uno smorzamento elevato, questo fatto permette di avere un'accelerazione approssimata di 10 *mg* in un periodo di ritorno di 10 anni. Per contro, durante l'uragano Alicia, l'Allied Bank Plaza ha registrato un picco di accelerazione di 43 *mg*. Questo livello di accelerazione eccede di molto i limiti imposti dalla normativa in merito al comfort degli occupanti.

Altro studio è stato condotto attraverso il programma di monitoraggio su larga scala fatto a Chicago (Kijewski-Correa et al., 2006), in collaborazione con l'università, uno studio di progettazione e un laboratorio con galleria del vento. Le indagini hanno permesso di elaborare un campo di misurazioni, tuttora attivo, per monitorare la risposta indotta dal vento in 3 edifici alti e mirando a confrontare le risposte "misurate" con le risposte "predette" attraverso l'uso di codici ad elementi finiti e test su modelli in galleria del vento, e di stabilire i potenziali effetti sugli occupanti. In un secondo momento il programma ha mirato alla definizione di un criterio sul comfort.

Si faccia riferimento alla tabella 3.2 a scopo informativo su una ricerca fatta da Denoon et al., 2000a su tre strutture in Australia, in cui si mette a confronto la frequenza di vibrazione della struttura con il limite di accelerazione di percezione.

### 3.1.2 Simulatore di movimento e tavola vibrante

Simulatori di movimento ed esperimenti con tavola vibrante (Khan and Parmelee, 1971; Chen e Robertson, 1972; Goto, 1975; Irwin, 1981; Irwin e Goto, 1984; Kanda et al., 1988,1990; Goto et al., 1990; Shioya et al., 1992; Shioya e Kanda, 1993; Noguchi et al., 1993; Denoon et al.,2000b; Denoon, 2001; Burton et al., 2003, 2004a,b, 2005, 2006; Burton, 2006 e altri) sono stati condotti, sotto accurato controllo sperimentale, su persone, per superare le incertezze poste dai limiti degli esperimenti condotti su edifici eccitati dall'azione diretta del vento. In questi simulatori di movimento, le vibrazioni sono generate in condizioni controllate, variando la frequenza, l'ampiezza, la durata delle stesse e disponendo i soggetti in differenti posture del corpo.

I segnali usati in questi esperimenti includono vibrazioni mono-direzionali, bi-direzionali, e/o torsionali. La maggior parte dei primi esperimenti (Khan e Parmelee, 1971; Chen e Robertson, 1972; Goto, 1975; Irwin, 1981; Irwin e Goto, 1984; Kanda et al., 1988, 1990; Goto et al. 1990; Shioya et al., 1992; Shioya e Kanda, 1993; Noguchi et al., 1993) creavano vibrazioni basate su segnali di forma sinusoidale. I limiti sulla percezione umana delle vibrazioni sinusoidali si è visto essere abbastanza differenti dalle vibrazioni random imprevedibili. I recenti esperimenti condotti da Denoon (2001), Denoon et al. (2000b), Burton et al. (2003, 2004a,b, 2005, 2006), Burton (2006) erano basati su vibrazioni random ed includevano delle distrazioni agli occupanti (disegnare su un foglio, ecc.), questo permetteva agli studiosi di avvicinarsi il più possibile ad una situazione reale in cui una persona possa trovarsi quando l'edificio è soggetto all'azione del vento.

Khan e Parmelee (1971) hanno investigato sulla percezione della vibrazione utilizzando una piattaforma rotante per poter stabilire un criterio di progettazione del comfort degli occupanti per i 100 piani del John Hancock Center di Chicago. Sono stati testati 30 soggetti, questo gruppo era composto sia da maschi che da femmine di diversa età ed occupazione, i soggetti sono stati sottoposti agli esperimenti in 11 differenti posture del corpo e della testa. Ogni persona sottoposta al test doveva rispondere ad un questionario indicando per ogni tipo di situazione: "non percepito" o "percepito". I risultati indicano che la postura del corpo non influisce sul limite di percezione della vibrazione, il quale è stato constatato essere circa pari a 4 *mg*.

Irwin (1981) ha condotto esperimenti su persone soggette a vibrazioni torsionali all'interno di una camera rotante. I 10 soggetti, 3 femmine e 7 maschi di varia età, massa corporea, altezza ed occupazione sono stati selezionati tra 120 volontari per partecipare a 3 diversi test, ogni test aveva una durata massima di un'ora, con un range di frequenze che variava da 0,05 a 5 *Hz*. Il primo test, condotto con una finestra oscurata e impedendo qualsiasi tipo di visuale al soggetto e facendolo sedere su di una sedia con la spina dorsale allineata con il centro di rotazione della camera di simulazione. Il secondo test, realizzato per misurare gli effetti dei segnali visivi, era identico al primo, solo che l'individuo aveva la possibilità di guardare un muro color panna oltre la finestra, non più oscurata. Nel terzo esperimento, ancora con la finestra oscurata, la persona era sottoposta ad una vibrazione di riferimento pari a 0,065 *rad/s<sup>2</sup>* a 0,1 *Hz* per un minuto; mantenendo costanti entrambi i parametri sopra indicati e variando solamente l'ampiezza d'onda, il soggetto doveva indicare il momento in cui non percepiva la vibrazione. I risultati proposti in un diagramma bi-logaritmico, mostrano che all'aumentare della frequenza torsionale si ha una crescita proporzionale del livello di percezione. Evidentemente la presenza della finestra porta ad un abbassamento del limite

di percezione. È palese come nella realtà in molte strutture, incluse le strutture civili come gli edifici alti, le oscillazioni indotte dal vento siano una combinazione di movimenti sia traslazionali che torsionali, per questo Irwin propose un'interpretazione matematica del fenomeno combinato dei due tipi di movimento attraverso la combinazione vettoriale tra la vibrazione traslazionale e torsionale, tenendo in conto come parametro la frequenza.



Figura 3.1: Simulatore di movimento a doppio asse e configurazione interna della camera test.

In altri esperimenti con simulatore di movimento condotti da Burton et al. (2005), sono stati testati più di 500 soggetti, i quali dovevano svolgere delle attività manuali e cognitive nel corso dell'esperimento; le oscillazioni impartite al sistema avevano forma sinusoidale in un range di frequenze da 0,16 a 0,50  $Hz$ , ampiezza di accelerazione da 1 a 24  $mg$  e durata del test variabile da 12 a 50  $min$ . I risultati dei test hanno mostrato che i soggetti esposti ad un'onda di oscillazione ripetitiva hanno avuto l'esperienza più significativa di discomfort, come nausea e perdita di concentrazione nell'attività che stavano svolgendo. Si è potuto appurare come i soggetti sottoposti alle oscillazioni di durata inferiore (12  $min$ ) hanno percepito una minore scomodità rispetto all'evento di permanenza maggiore (50  $min$ ). Queste osservazioni mettono in luce l'importanza di considerare gli effetti della durata nel tempo dell'azione del vento che insiste su una struttura; un esempio sono i temporali che hanno una permanenza mediamente bassa, mentre i venti monsonici sono quelli che si mantengono per un tempo maggiore. Questa analisi ha fornito le basi per definire un criterio di accettabilità basato sulla durata dell'evento meteorico proposto da Burton (2006) e Burton et al. (2007).

Gli studi precedenti [esempio Burton et al., 2005; Burton, 2006] hanno mostrato che la maggior parte della popolazione non ha mai sperimentato la vibrazione di un edificio indotta dal vento, sia in ambienti lavorativi che casalinghi. Kwok e Hitchcock (2008) hanno utilizzato il misuratore di movimento

HKUST (vedi Figura 3.1) per condurre dei test sul comfort nei confronti dei proprietari e progettisti degli edifici, per dare loro un'esperienza sulle sensazioni provate durante il movimento di un edificio sottoposto all'azione eolica. Per fornire il corretto input di accelerazione al simulatore, sono stati realizzati precedentemente alla sperimentazione delle prove in galleria del vento su modello aeroelastico dell'edificio oggetto dello studio in modo da conferire alla prova la vicinanza migliore ad un caso reale. Ogni partecipante al test alla fine delle sperimentazioni era chiamato a compilare un questionario per esprimere il livello di comfort percepito per ognuna delle condizioni proposte durante la prova, le possibilità di scelta erano diverse e variavano da “nessun movimento percepito” a “molto sconcertevole”. Un riassunto di questi risultati sono presentati nella figura 3.2. Si è potuto constatare come la percentuale dei soggetti che percepiscono il discomfort aumenta all'aumentare dell'accelerazione. Replicando l'esperimento introducendo uno specifico valore di smorzamento (smorzamento strutturale più l'aggiunta di smorzatori), basandosi ancora su risultati ottenuti dalla galleria del vento, i partecipanti sono in grado di notare il potenziale benefico di una riduzione dell'ampiezza dell'oscillazione e l'aumento del comfort associato con un incremento del valore di smorzamento, e una corrispondente diminuzione della vibrazione dell'edificio, offerta dall'adozione di diversi tipi o dimensioni di dispositivi/strategie per il controllo della vibrazione.

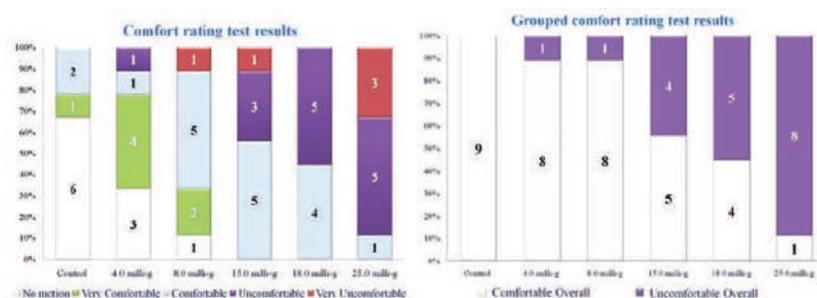


Figura 3.2: Stime sulla distribuzione del comfort (Kwok e Hitchcock,2008).

### 3.1.3 Edifici eccitati artificialmente

Esperimenti sulla percezione della vibrazione sono stati anche condotti in edifici eccitati artificialmente (Jeary et al., 1988; Nagata et al., 1993 e altri). Queste prove sono state realizzate in strutture esistenti attraverso generatori di vibrazione, come ad esempio una massa rotante movimentata mediante un motore elettrico a velocità variabile o altri dispositivi simili per la generazione di vibrazioni.

Jeary et al. (1988) hanno condotto uno studio sulle performance di lavoro e sulla percezione degli occupanti in un edificio di 10 piani eccitato artificialmente con una frequenza pari alla frequenza fondamentale naturale dell'edificio ( $1,6 \text{ Hz}$ ), usando due generatori di vibrazione posizionati al decimo piano. Sono state testate 24 persone al nono piano e sottoposte a tre differenti condizioni: nessuna vibrazione, accelerazione pari a  $1 \text{ mg}$  e poi  $4 \text{ mg}$ ; ogni persona è stata esposta per tre volte ad ognuna delle diverse condizioni presentate poc'anzi e ripetute casualmente. I risultati dei test hanno mostrato che le performance di lavoro non venivano compromesse, anche se la durata dei test era breve per poter osservare affaticamenti. Il limite di percezione per il 50% dei soggetti si è ritenuto essere pari a  $1,5 \text{ mg}$  per la vibrazione laterale e  $1,8 \text{ mg}$  per la vibrazione longitudinale; la frequenza comune adottata era pari ad  $1,6 \text{ Hz}$ . Gli autori hanno proseguito le analisi ed hanno proposto un criterio di accettabilità per la vibrazione indotta dal vento per un tempo di ritorno di una volta ogni 50 anni: 2° percentile per le aree di lavoro critiche, 10° percentile per le normali occupazioni (uffici, residenze) e 90° percentile per i negozi.

### 3.1.4 Percezione attraverso segnali visivi

Shindo e Goto (1999) hanno condotto degli esperimenti su dei soggetti attraverso un simulatore di movimento e la visione di un'immagine proiettata all'interno della camera. Le condizioni presentate erano due: presenza o assenza dell'immagine di un oggetto lontano; l'esperimento non prevedeva ulteriori distrazioni per i partecipanti (lavori manuali, ecc.) e non metteva in funzione il simulatore di movimento. Quindi, gli esperimenti davano ai soggetti solamente stimoli visivi senza l'intervento di nessun altro fattore psicologico. Si è potuto osservare da queste prove come il movimento di segnali visivi esterni portano la persona ad accorgersi del movimento, mentre in assenza di questi segnali il soggetto percepisce la vibrazione attraverso i movimenti del corpo.

Burton et al. (2008) hanno usato il simulatore di movimento HKUST per studiare l'influenza dei segnali visivi sulla percezione della vibrazione dell'edificio. Sono stati selezionati 22 soggetti e sottoposti a vibrazioni random unidirezionali a banda stretta e a bassa frequenza. Le diverse condizioni studiate sono le seguenti: due frequenze di riferimento  $0,125$  e  $0,250 \text{ Hz}$ , due livelli di picco di accelerazione di  $4$  e  $8 \text{ mg}$ ; la vibrazione era allineata alla direzione laterale relativa ai soggetti testati. Ognuna delle condizioni previste avevano la durata di  $600 \text{ s}$  ed i soggetti potevano osservare tre scene (un campo lontano, un campo vicino e il mare) proiettate in un monitor posto ad  $1 \text{ m}$  di distanza dai soggetti per simulare la presenza di una finestra.

Ciascun soggetto era invitato a giocare ad un video-game in modo da creare una distrazione, rispetto al movimento della camera di simulazione. Durante il test, ad ogni persona era data la possibilità di indicare attraverso due interruttori due tipologie di percezione: sentire il movimento o di “vedere” il movimento. I risultati dei test hanno dimostrato che la percezione della vibrazione è dipendente dalla frequenza e suggerisce che la percezione visuale del movimento molto frequentemente è seguito dalla percezione vestibolare, in cui il soggetto inclinato conferma la sua percezione fisica attraverso il segnale visivo.

## 3.2 Valutazione del comfort degli occupanti

### 3.2.1 Criteri sul comfort degli occupanti

Evidentemente la risposta umana alla vibrazione di un edificio è un mix complesso di fattori psicologici e fisiologici, inclusi segnali tattili, vestibolari, cinestetici, visuali e audio. Anche la percezione umana e la tolleranza delle vibrazioni indotte dal vento negli edifici alti sono essenzialmente una valutazione soggettiva, ci sono delle significative differenze e incertezze nei criteri di accettabilità del comfort sulla vibrazione degli edifici e sulle metodologie correntemente in uso. L'utilizzo di diversi criteri riflette generalmente consuetudini dettate da leggi regionali o nazionali, dalle preferenze ed interpretazioni dei progettisti, ma anche da imposizioni dettate dal mercato. Lo sviluppo delle norme che regolano i criteri di accettabilità per il comfort negli edifici e strutture in genere è stato per primo fatto da Irwin (1975). Il *National Building Code* del Canada (1977) ha introdotto per primo questi codici, in particolare limitando l'accelerazione di picco che insiste sulla costruzione 1 volta ogni 10 anni all'1% della gravità per edifici residenziali e al 3% della gravità per edifici adibiti ad uffici.

Irwin (1978) ha proposto delle raccomandazioni di progetto basate su proprie ricerche [es. Irwin, 1981; Irwin e Goto, 1984] e i lavori di Chen e Robertson (1972) e Hansen et al. (1973); i quali hanno guidato lo sviluppo della ISO 6897: 1984 (*International Organization for Standardization*, 1984) guide per la valutazione dell'accettabilità a basse frequenza, nel range di frequenze da 0,063–1,0 Hz, vibrazioni orizzontali degli edifici soggetti alla spinta del vento.

Molti altri studi e aggiornamenti alla normativa ISO sono stati realizzati nel tempo, si possono riassumere alcuni di questi criteri nella figura 3.3 che fanno riferimento ad un periodo di ritorno di 1 anno dell'azione del vento, facendo dipendere l'accelerazione limite dalla frequenza di oscillazione

dell'edificio. Una recente modifica della ISO è stata redatta prendendo come riferimento alcuni studi fatti dall'*Architectural Institute of Japan* (AIJ), la norma prende il nome di *ISO/FDIS 10137: 2007(E)*.

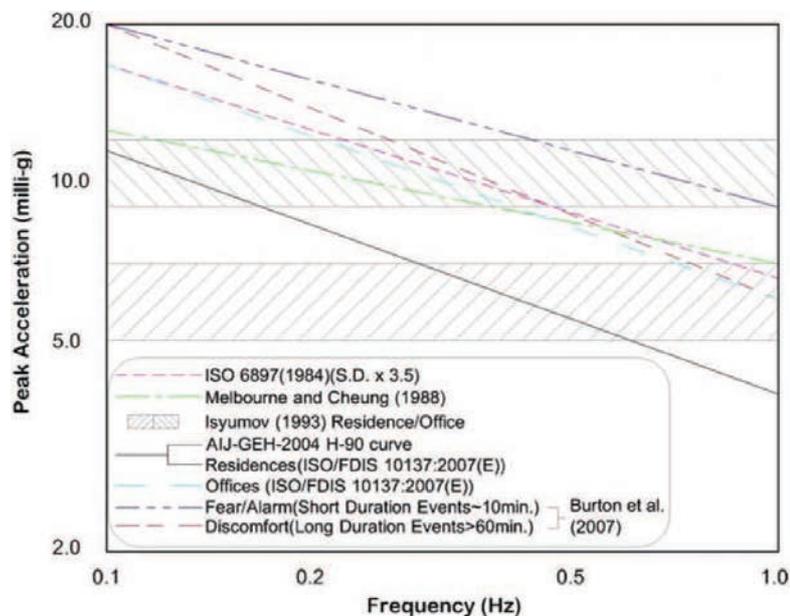


Figura 3.3: Comparazione dei criteri sul comfort degli occupanti

### 3.2.2 Metodologie sulla valutazione del comfort

I criteri per la definizione del comfort degli occupanti sono per lo più presentati in una forma che permette un approccio di tipo deterministico nella stima del comfort degli occupanti e nella valutazione dell'abitabilità degli edifici. Sebbene l'AIJ-GEH-2004 (*Architectural Institute of Japan Recommendations*, 2004) ha fornito delle guide base sulla percezione della vibrazione presentato in una struttura con approccio probabilistico, la metodologia di valutazione rimane di natura deterministica, come uno dei metodi descritti da Tamura et al. (2006). I metodi di valutazione probabilistica come quelli sviluppati da Kanda et al. (1993), Tamura et al. (2006) e Basher e Kareem (2007), hanno proposto di tenere in considerazione i parametri incerti incluso la stima della velocità del vento, le proprietà dinamiche e aerodinamiche dell'edificio e la previsione della risposta della struttura, in più la percezione della vibrazione e/o le statistiche sul comfort degli occupanti. In questo tipo di ottica, la soddisfazione di un criterio di comfort è comunque caratterizzato da una percentuale di insuccesso in cui gli obiettivi di riduzione del discomfort non

possano essere raggiunti, causa anche la variabile umana nella percezione che come si è potuto appurare è un elemento che immette un certo grado di incertezza in quanto la percezione della vibrazione è un aspetto soggettivo.

### 3.2.3 Approccio normativo

Come già spiegato, non esiste una normativa nazionale, europea o internazionale cogente che definisce dei limiti sulle accelerazioni di piano per il soddisfacimento del comfort umano. Sono state invece realizzate delle normative ISO, le quali hanno solamente carattere informativo per dare un aiuto ai progettisti e che hanno raccolto gli studi più recenti in merito al comfort.

In particolare, si vuole trattare ora della ISO/FDIS 10137:2007, che è stata tradotta nei suoi punti essenziali dal Consiglio Nazionale delle Ricerche nella CNR 207/2008.

La ISO/FDIS 10137:2007 definisce tre tipologie di occupazioni a seconda della loro sensibilità alla percezione della vibrazione:

- occupazioni “sensitive”  $\Rightarrow$  camere operatorie di ospedali;
- occupazioni “regolari”  $\Rightarrow$  uffici e aree residenziali;
- occupazioni “attive”  $\Rightarrow$  aree di assemblaggio o lavori di industria pesante.

Allo stesso modo definisce gli effetti sugli occupanti in cinque categorie:

**classe a:** non direttamente percepiti dall'individuo;

**classe b:** effetti di soglia base;

**classe c:** intuizione, allarme e paura;

**classe d:** interferenza con attività;

**classe e:** possibilità di malattie o rischi per la vita.

La risposta umana alle classi **b**, **c** e **d** dipende dalla tipologia di evento:

- continuo;
- impulsivo;
- intermittente.

Definite queste caratteristiche sulla percezione della vibrazione, la normativa definisce due grafici: il primo rappresenta i limiti di percezione della vibrazione con i diversi percentili, il secondo definisce i limiti tollerabili per edifici ad uso residenziale od uffici e sono dati in funzione della frequenza di oscillazione dell'edificio nella direzione considerata. Entrambi i grafici fanno riferimento ad un tempo di ritorno dell'azione eolica di 1 anno. I due grafici sono presi dalla CNR 207/2008, ma sono gli stessi della ISO/FDIS 10137:2007 e sono rappresentati in figura 3.4 e figura 3.5. I valori definiti riportati nel grafico di figura 3.5 possono essere determinati dalle seguenti relazioni:

$$a_l = \begin{cases} \frac{a_0}{n_0^{0,56}} & \text{per } n_0 < 1Hz \\ a_0 & \text{per } 1Hz \leq n_0 \leq 2Hz \\ 0,5 \cdot a_0 \cdot n_0 & \text{per } n_0 \geq 2Hz \end{cases}$$

dove

- $a_0$  è il valore limite di riferimento dell'accelerazione:

$$a_0 = 6cm/s^2, \text{ per edifici adibiti ad uffici;}$$

$$a_0 = 4cm/s^2, \text{ per edifici adibiti a residenze;}$$

- è la frequenza del modo nella direzione considerata.

Entrambe le normative fissano delle relazioni per trovare il valore di accelerazione di picco in punti diversi dal centro di torsione (vedi [15] e [16]).

### 3.3 Conclusioni

Studi passati sulla percezione umana della vibrazione e limiti di tolleranza in edifici sollecitati dall'azione del vento sono stati creati sia con prove in campo, cioè su edifici alti soggetti a temporali o forti raffiche di vento, ma anche studi fatti in laboratorio mediante simulatori di movimento e tavole vibranti ed infine su edifici eccitati artificialmente.

La maggior parte dei test sulla percezione della vibrazione si sono basati su segnali di forma sinusoidale con i soggetti focalizzati sulla percezione della vibrazione e senza la presenza di eventuali distrazioni. I risultati di questi studi hanno appurato la soggettività nella percezione della vibrazione.

Gli esiti delle sperimentazioni hanno evidenziato la capacità dei soggetti di adattarsi alla vibrazione e quindi di assecondare gli effetti come nausea e disorientamento, che si vengono a creare nei primi istanti in cui si percepisce il

movimento. Risulta quindi importante proseguire la ricerca tenendo presente gli aspetti psicologici e fisiologici della persona.

Tuttavia non è ancora riconosciuta una norma internazionale che fissa dei criteri sulla valutazione del comfort, ma rimane ancora una questione affrontata diversamente a seconda delle consuetudini di progettisti e proprietari dell'edificio e delle norme imposte a livello nazionale([3], [5]).

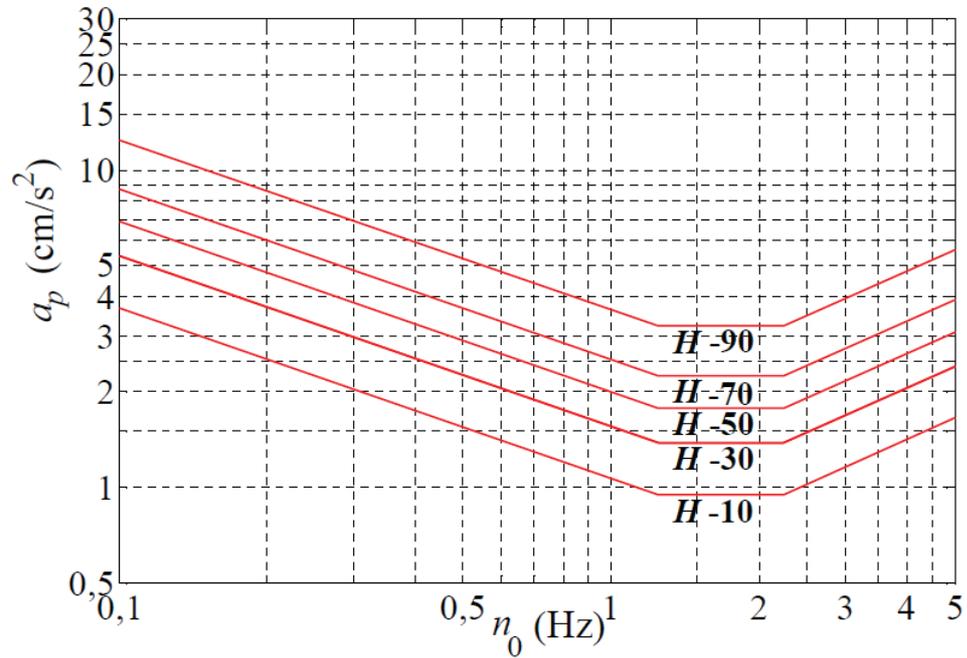


Figura 3.4: Soglie di percezione dell'accelerazione di picco.

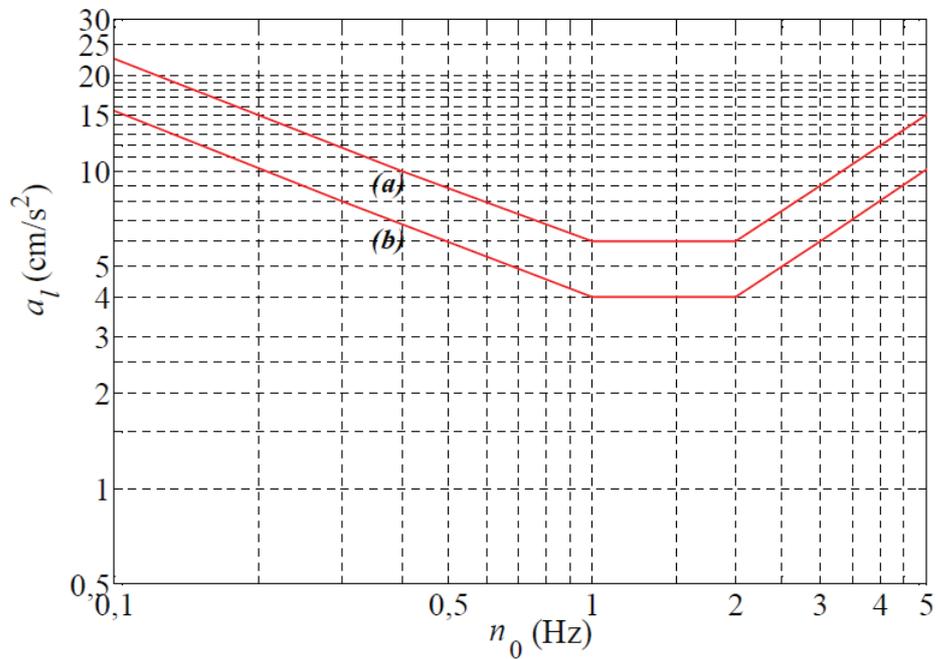


Figura 3.5: Valore limite dell'accelerazione di picco con  $T_R = 1$  anno.

# Capitolo 4

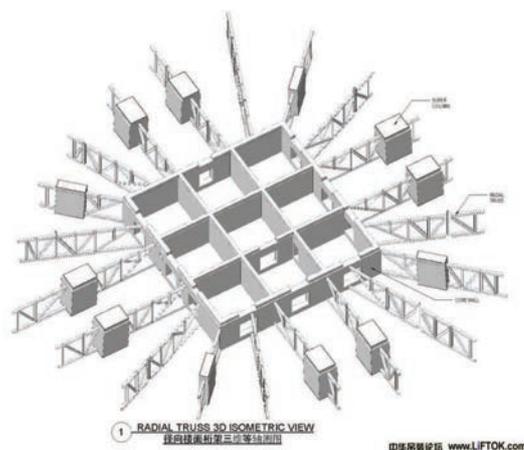
## Sistemi strutturali

Alla luce delle questioni sul comfort negli edifici alti, molte tecniche sono state sviluppate per ridurre il movimento della struttura indotto dal vento.

Si è potuto esaminare da prove dinamiche, come l'aumento della rigidezza provvede a ridurre l'ampiezza del movimento. Perciò la scelta di un sistema strutturale efficiente, deve includere la sua capacità di resistenza ai carichi laterali da vento, con la minimizzazione della torsione e i livelli di accelerazione nei piani alti. Un sistema strutturale può anche beneficiare della forte capacità di smorzamento interno, garantito dal calcestruzzo o da strutture composte acciaio-calcestruzzo, ma che risulta di difficile valutazione.

### 4.1 Sistemi outrigger

Il sistema *outrigger* (sporgente), illustrato in figura 4.1a, è diventato un approccio molto diffuso per migliorare l'efficienza del sistema a nucleo, semplicemente trasferendo parte del momento risultante derivante dai carichi laterali dal nucleo alle colonne esterne. Questo effetto è garantito dalla presenza di muri o di travi reticolari in acciaio (generalmente di altezza pari a due o tre piani dell'edificio) che collegano il nucleo interno con i muri esterni. L'utilizzo di questi sistemi è stato adottato in diversi grattacieli, come per il **Taipei 101**: l'edificio è situato a Taipei in Taiwan, è alto 509 m, è stato completato nel 2004 e la destinazione principale è quella di uffici. Il progetto della torre, mostrata in figura 4.1b, prevedeva degli *outrigger* disposti ogni otto piani per garantire il trasferimento dei carichi laterali.



(a) Rappresentazione schematica di un sistema outrigger.,



(b) Melbourne Tower.,

Figura 4.1: Immagini relative al sistema outrigger.

## 4.2 Sistemi belt/bandage (cintura/benda)

Questa tecnologia modifica il concetto di *outrigger*, garantendo comunque il trasferimento dei carichi senza richiedere complicati collegamenti come per il sistema *outrigger*. Ci si basa sul concetto del diaframma di piano, che trasferisce il momento come una coppia di forze orizzontali dal nucleo ai muri/reticolari i quali sono connessi alle colonne esterne della struttura. I muri/reticolari convertono la coppia orizzontale in una verticale nelle colonne esterne. Questa metodologia permette di risparmiare spazio nel piano, che altrimenti sarebbe occupato dall'*outrigger* e di trasferire parte del momento sollecitante dal nucleo alle colonne. Una applicazione di questa tecnologia è stata fatta nel **Plaza Rakyat** (Figura 4.2b): torre per uffici di 77 piani in Kuala Lumpur, Malesia, ma anche la torre Isozaki (Figura 7.3a, pagina 74): torre in costruzione a Milano, alta 202 m ed adibita ad uffici.

Un concetto simile, il *Vierendeel bandage*, mostrato in figura 4.3 è stato realizzato nella **First Bank Place** a Minneapolis. La torre, è supportata da una spina cruciforme con colonne in acciaio e quattro super-colonne in struttura mista; la mancanza di sufficiente rigidità torsionale richiedeva l'uso di una coppia di diagonali. Questa soluzione comportava una riduzione della visibilità per effetto della presenza della diagonale sulla facciata, si è quindi optato per inserire una serie di bande Vierendeel per un'altezza di 3 piani ed una profondità di 36 pollici. L'aggiunta di cinture attorno all'edificio ha



(a) *Schema sistema benda*, (b) *World Financial Center*.

Figura 4.2: Immagini relative al sistema belt/bandage.

consentito di triplicare la rigidezza torsionale della torre ed ha cresciuto del 36% la rigidezza laterale. In aggiunta, le cinture portano il carico dai piani più alti e lo trasferiscono alle quattro super-colonne poste negli angoli.

### 4.3 Sistemi a tubo

Tecnica diffusa ed ampiamente usata alla fine del ventesimo secolo è il sistema a tubo. Lo sviluppo di questa tecnica è attribuita a Fazlur Khan, il quale ha studiato e ampliato il concetto di “scatola” e controvento; il sistema a tubo è in grado di assorbire con successo i carichi orizzontali. La tecnica consiste nel disporre una serie di colonne esterne ravvicinate e collegarle mediante fasce di travi che le tengono rigidamente assieme.

L'utilizzo di questi sistemi divenne molto popolare, sulla scia di applicazioni fatte su strutture molto famose come le **Sears Tower**, **World Trade Center Towers** e il **John Hancock Center**.

Il concetto è stato successivamente esteso nella costruzione dei moderni grattacieli, come lo **Shanghai World Financial Center** (Figura 5.3a), attraverso l'ideazione del sistema “tubo nel tubo” o “doppio tubo”; questa tecnologia consiste in un sistema misto con telaio esterno in acciaio e cemento armato e un tubo interno realizzato da un nucleo in cemento armato. Questa



Figura 4.3: First Bank Place, Minneapolis



Figura 4.4: Sears Tower.

tecnica ha consentito per l'edificio in questione di trasferire parte della sollecitazione del vento al tubo interno, in particolare per lo **Shanghai World Financial Center** l'aliquota di taglio assorbita varia dal 15% al 20%.

## 4.4 Sistemi diagrid

Sono strutture che derivano dalla tipologia a griglia, ma diversamente da quelli, non hanno elementi verticali. Le forze verticali ed orizzontali sono assorbite da una **GR**Igla di **DI**Agonali (da cui il nome) collocate sulla facciata della struttura. Gli elementi inclinati, consentono di assorbire meglio l'azione tagliante generata dai carichi orizzontali, rispetto alle colonne verticali. Un certo contributo all'assorbimento dei carichi trasversali è dato dal nucleo interno dell'edificio, vedi [10] e [11].

L'utilizzo di questa tecnica si può ammirare presso il 30St Mary Axe a Londra (Figura 4.5a), l'Hearst Headquarters a New York o il Capital Gate di Abu Dabi. In questi edifici lo schema diagrid è stato realizzato in acciaio, ma ci sono anche degli esempi di sistemi diagrid in cemento armato, come il COR Building di Miami (Figura 4.5b) ed altri.



(a) *30St Mary Axe, Londra (diagrid in acciaio).*



(b) *COR Building, Miami (diagrid in cemento armato).*

Figura 4.5: Immagini relative al sistema diagrid.

## 4.5 Aumento della massa modale

Un'opzione ulteriore per migliorare le performance di lavoro di una struttura soggetta a forti raffiche di vento è quello di cambiare il periodo di oscillazione della struttura in modo che la frequenza posseduta dal vento non sia in grado di eccitare la struttura stessa, quindi di evitare fenomeni di risonanza. Tale tecnica prende spunto dalla conoscenza che l'accelerazione a cui è soggetto un edificio è inversamente proporzionale alla massa effettiva dell'edificio. Si tratta del concetto dell'isolamento sismico, ampiamente sviluppato in ambito sismico e in territori in cui l'azione sismica è notevolmente elevata.

Un esempio di questo approccio si può vedere presso la torre di controllo del National Airport di Washington. Il progetto consisteva nel far poggiare la torre su una struttura a travi reticolari a forma piramidale, in modo da scollegare la massa della torre dal terreno; in questo modo è stato possibile eliminare la torsione alla base e di aumentare la massa effettiva, così da ridurre la risposta dinamica.

# Capitolo 5

## Modifiche aerodinamiche

Le specifiche questioni sugli effetti indotti dal vento, ha promosso la crescita di studi sulla relazione tra le caratteristiche aerodinamiche di una struttura e la percezione dell'oscillazione indotta dal vento.

Spesso le modifiche aerodinamiche come la forma della sezione trasversale, la variazione della forma o delle dimensioni della pianta dell'edificio con l'altezza, può ridurre il movimento della costruzione. Altre modifiche aerodinamiche incluse scanalature, angoli smussati, alette, aperture orizzontali e verticali attraverso l'edificio, sono discusse nel seguito.

### 5.1 Modifiche di forma

Nella figura 5.1, sono mostrate alcune modifiche tipiche della forma dell'edificio. Gli studi hanno dimostrato che le correzioni degli angoli, come smussature, scanalature orizzontali ed incavi, possono ridurre significativamente la risposta *alongwind* e *crosswind*, rispetto alla tipica forma quadrata in cui gli angoli sono a spigolo vivo.

Queste variazioni sono note presso il Mitsubishi Heavy Industries Yokohama Building, edificio alto 150m e sito a Yokohama, Giappone. Per ridurre le oscillazioni indotte dal vento, ognuno dei quattro angoli è stato smussato, con una conseguente riduzione delle forze indotte dal vento.

Ancora oggi però, le modifiche della geometria degli angoli non porta sempre dei benefici, oltretutto alcuni studi hanno mostrato che la smussatura degli angoli, in alcuni casi, erano inefficaci e creavano addirittura degli effetti peggiori rispetto all'assenza della levigatura.

Si è potuto osservare come in alcuni edifici alti, la variazione delle forma della sezione trasversale al variare dell'altezza, la riduzione della superficie di piano con l'altezza (effetto affusolato), il taglio degli angoli o l'aumento della

sporgenza degli angoli con l'altezza, può portare ad una riduzione degli effetti indotti dalle forze di *crosswind*. Le figure 5.2a e 5.2b, presentano l'utilizzo di queste tecniche che hanno avuto recente applicazione.

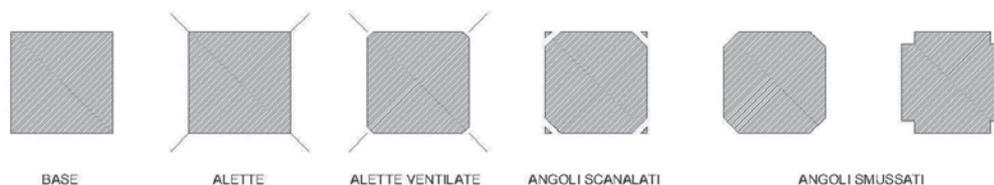


Figura 5.1: Modifiche aerodinamiche per un edificio a pianta quadrata.



(a) *Jin Mao Building, Shanghai.*



(b) *Petronas Towers, Malesia.*

Figura 5.2: Modifiche di forma con l'altezza.

## 5.2 Aggiunta di aperture

L'aggiunta di aperture nella costruzione offre ancora ulteriori modi per mitigare la risposta aerodinamica della struttura, anche se questo approccio, come lo è per tutte le modifiche aerodinamiche, deve essere usato con cura per evitare effetti avversi. Aperture che attraversano completamente l'edificio,

principalmente quelle vicino all'ultimo piano, hanno permesso di osservare una significativa riduzione dei vortici di scia. Comunque, l'efficacia di queste modifiche diminuisce se le aperture sono poste nei livelli più bassi dell'edificio.

Questa soluzione è stata adottata in Giappone in numerosi edifici, lo Shanghai World Financial Center è un esempio (Figura 5.3a); in questo edificio, oltre all'apertura realizzata in corrispondenza dei piani alti (51 m di diametro), è stata realizzata una rotazione e concomitante riduzione della sezione trasversale all'aumentare dell'altezza, dando una forma essenzialmente affusolata, questa tecnica ha permesso di raggiungere l'altezza di 460 m.



(a) *Shanghai World Financial Center, Shanghai.*



(b) *Pearl River Tower, Guangzhou.*

Figura 5.3: Esempi di edifici con aperture.

L'adozione e lo sviluppo di queste tecniche deve essere in grado di garantire l'effetto desiderato, tale affidamento è dato consultando costantemente i test in galleria del vento per controllare gli effetti dovuti all'alterazione della forma del piano o altre tipologie di modifiche aerodinamiche.



# Capitolo 6

## Fonti di smorzamento

Un incremento dello smorzamento effettivo di una struttura, compiuto attraverso una delle maggiori risorse di smorzamento: strutturale, aerodinamico, del suolo e ausiliare, è in grado di ridurre il movimento della struttura. Lo smorzamento strutturale è limitato allo smorzamento intrinseco del materiale (acciaio, calcestruzzo o loro combinazione). Si può avere un contributo di smorzamento aerodinamico nella direzione del vento, il quale dipende dalla velocità del vento, dalla forma della struttura e dalle caratteristiche dinamiche della costruzione. Il contributo nella direzione ortogonale alla direzione del vento è trascurabile e può diventare sfavorevole con velocità elevate del vento; anche la presenza di edifici adiacenti influenza molto gli effetti indotti dall'azione eolica e possono innescare ulteriori effetti a sfavore della struttura stessa. Sebbene non marcato per gli edifici alti, un contributo allo smorzamento può essere ottenuto dall'interazione tra suolo e fondazione (smorzamento del suolo). Sfortunatamente, queste tre forme di smorzamento danno un contributo limitato allo smorzamento complessivo dell'edificio. In aggiunta, lo smorzamento della struttura non è una quantità che può essere "progettata" con facilità, come la massa o la rigidità, né può essere stimata accuratamente fintantoché l'edificio non è completato, da questo fatto risulta un certo livello di incertezza nella gestione di questo parametro che caratterizza la struttura. Nei casi in cui lo smorzamento intrinseco non è sufficiente, possono essere introdotti sistemi di smorzamento ausiliari, i quali offrono un sistema aggiuntivo di smorzamento prevedibile, adattabile ed affidabile.

### 6.1 Risorse ausiliarie di smorzamento

A differenza delle caratteristiche del sistema strutturale come la massa e la rigidità, lo smorzamento non è in relazione con un unico fenomeno fisico;

inoltre lo smorzamento intrinseco della struttura è di difficile determinazione. Questi sistemi si possono dividere in *passivi*, *semi-attivi* e *attivi*.

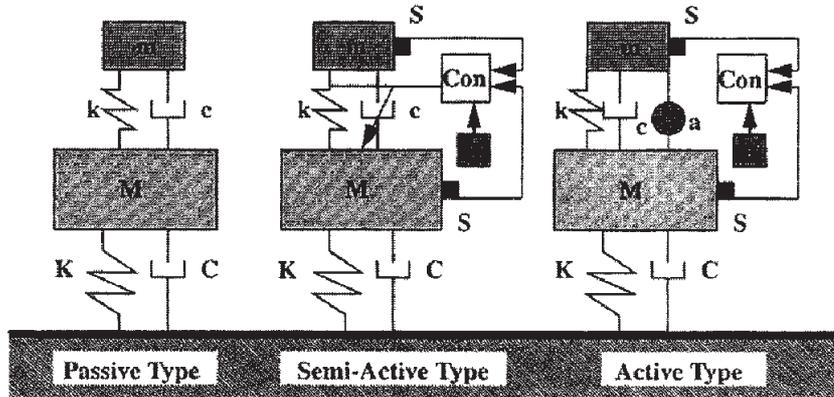


Figura 6.1: Schema delle tipologie di sistemi ausiliari di smorzamento, (Con: controller, a: actuator, Ex: excitation, S: sensor).

Nella tabella che segue (tabella 6.1) si fa riferimento ad un'indagine fatta su un campione di 61 edifici in Giappone costruiti prima del 1997, che vuole mostrare la quantità dei diversi dispositivi di smorzamento adottati, distinguendo tra edifici più alti o più bassi di 45 m. Come si può facilmente notare dalla tabella, l'utilizzo maggiore di dispositivi si è riscontrato in quelli che hanno un'altezza superiore ai 45 m, stando quindi ad indicare che l'altezza riduce lo smorzamento intrinseco e quindi obbliga i progettisti ad utilizzare dispositivi ausiliari per compensare la ridotta capacità della struttura di dissipare l'energia fornita dall'azione esterna.

Tabella 6.1: Dispositivi di smorzamento ausiliario e numero di installazioni in Giappone

Building	Passive				Active				Total
	VD	OD	TLD	TMD	HMD	AMD	AVS	AGS	
$H < 45m$	2	2	5	1	3	2	0	0	15
$H \geq 45m$	5	4	7	10	15	3	1	1	46
Total	7	6	12	11	18	5	1	1	61

Vedi abbreviazioni nella Tabella 3.1

Interessante è anche la tabella 6.2 che confronta quattro dispositivi di smorzamento (due di tipo attivo e due di tipo passivo), differenziando tra quei

Tabella 6.2: Utilizzo dei dispositivi in diversi scopi in Giappone (47 edifici)

	Target Excitation	Wind Force Only	Wind & Seismic Forces
Passive	TLD	9	1
	TMD	7	5
Active	HMD	13	6
	AMD	2	4

dispositivi installati per contrastare la sola forza del vento o per controllare sia eventi eolici che sismici.

## 6.2 Smorzatori passivi (dissipazione indiretta)

Questi dispositivi di smorzamento sono molto utilizzati per la loro semplicità ed abilità nel ridurre le oscillazioni degli edifici alti. Questi sistemi di smorzamento modificano indirettamente la frequenza di oscillazione del sistema.

### 6.2.1 Smorzatori a massa accordata (TMDs)

Tipicamente i dispositivi TMDs (*tuned mass dampers*) consistono in una massa generalmente posta in sommità all'edificio collegata ad un meccanismo a molla e dissipatore (tipicamente viscoso o viscoelastico). Regolando la rigidità delle molle in modo tale che la frequenza di oscillazione della massa sia prossima (accordata) alla frequenza di un modo di oscillazione, essa vibra contro-fase al modo stesso attenuandone l'ampiezza. La quantità di smorzamento da imprimere alla struttura dipende dal rapporto tra la massa dello smorzatore e dalla massa dell'edificio nel modo di vibrare interessato, tipicamente il rapporto tra la massa del TMD e la massa modale dell'edificio nella direzione considerata è pari allo 0,25%–1,0%. Spesso gli spazi ristretti non consentono l'uso dei tradizionali TMDs, perciò si installano delle configurazioni alternative come pendoli inversi o sistemi con guide meccaniche su slitte, ecc. Attualmente ci sono molti tipi di TMDs, un ampio utilizzo si ha in Giappone, Stati Uniti e Australia, tipicamente con smorzatori ad olio anche se in alcuni casi sono applicati smorzatori viscosi o viscoelastici (vedi [12]).



Figura 6.2: Smorzatore a massa accordata, TMD (Tuned Mass Damper).

## Applicazioni

Questi dispositivi non sono utilizzati solamente negli edifici, ma anche nelle ciminiere e ponti.

Recenti applicazioni sono state fatte nella torre di controllo del Washington National Airport; la torre è alta  $67,5\text{ m}$  e ad essa è stata applicata una massa che ha consentito di aumentare del 3% lo smorzamento intrinseco della struttura inizialmente stimato pari allo 0,5%.

Un secondo esempio riguarda l'installazione nel Giugno del 1977 nell'Hancock Tower di Boston (alta  $244\text{ m}$ ), vedi figura 6.3, di due smorzatori TMD nei due lati opposti della struttura al  $58^\circ$  piano, per garantire il contrasto degli effetti torsionali. Ogni unità misura all'incirca  $5,2 \times 5,2 \times 1\text{ m}^3$  e sono essenzialmente delle scatole di acciaio riempite di piombo del peso di 300 tonnellate collegate alle pareti dell'edificio con ammortizzatori. Il sistema entra in funzione quando l'edificio raggiunge i  $3\text{ milli-g}$  di accelerazione.

Un'applicazione analoga si è fatta presso il Citicorp Building di New York, alto  $278\text{ m}$ . Il sistema è costituito da parallelepipedi di calcestruzzo ( $9,14 \times 9,14 \times 3,05\text{ m}^3$ ) del peso di  $410\text{ t}$  collegati alla struttura con molle per garantire lo smorzamento; uno di questi è necessario per garantire l'oscillazione nord-sud, mentre l'altro est-ovest; le masse sono state posizionate al  $63^\circ$  piano dell'edificio. Gli smorzatori si attivano quando l'edificio raggiunge la soglia limite di accelerazione di  $3\text{ milli-g}$ . Per consentire il completo movimento del blocco, ad esso sono applicati degli attuatori idraulici controllati da computer per consentire a seconda della necessità, il movimento nord-sud o est-ovest.

Gli smorzatori a massa accordata possono essere progettati senza introdurre massa aggiuntiva alla struttura; questa tecnica consiste nell'inserire dei serbatoi d'acqua usati come acquedotti o piscine nell'ultimo piano o nella copertura; alcuni esempi si hanno per il Rokko-Island P & G Building (Kobe),



Figura 6.3: Hancock Tower, Boston.

Crystal Tower (Osaka), Sea Hawk Hotel & Resort (Fukuoka).

### 6.2.2 Smorzatori a liquido accordato (TLDs)

I dispositivi TLDs (*tuned liquid dampers*), vedi figura 6.4, hanno lo stesso funzionamento dei dispositivi TMDs, la differenza sta nel fatto che mentre per gli smorzatori a massa accordata si devono inserire dei dispositivi di vincolo elastico e dissipativo per garantire il controllo delle vibrazioni, i TLDs posseggono loro stessi la capacità di dissipazione, cioè il liquido funge sia da massa che da smorzatore. Questi dispositivi sono anche chiamati TSDs (*tuned sloshing dampers*), sono estremamente pratici. Agli inizi questa tecnica era utilizzata in edifici che possedevano delle cisterne d'acqua. Sono in grado di ridurre l'accelerazione di  $1/2$  o  $1/3$  rispetto l'accelerazione iniziale. Questa caratteristica, unita alla ridotta richiesta di manutenzione, ha permesso l'ampio utilizzo di questa tecnica. Si possono distinguere due configurazioni dei TSDs: ad “*acqua profonda*” o ad “*acqua bassa*”. La configurazione ad “*acqua bassa*” dissipa energia attraverso l'azione viscosa e l'infrangersi delle onde indotte dal moto, mentre i dispositivi ad “*acqua profonda*”, richiedono diaframmi o schermi all'interno del serbatoio per aumentare la dissipazione del liquido in agitazione. La regolazione della frequenza di oscillazione del TLD si fa semplicemente variando il diametro del contenitore e l'altezza dell'acqua all'interno del serbatoio.

Uno sviluppo del sistema TLD è il TLCD (*Tuned Liquid Column Damper*), il quale consiste in un serbatoio a forma di U, all'interno del quale oscilla

il liquido; è possibile regolare la frequenza di oscillazione modificando la pressione dell'aria all'interno della camera contenente il liquido.

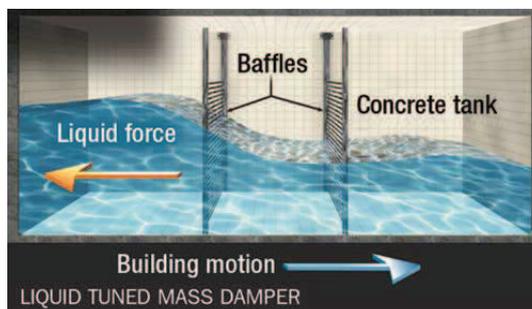


Figura 6.4: Smorzatore a liquido accordato, TMD (Tuned Liquid Damper).

## Applicazioni

Un esempio di installazione di questa tecnologia è presente al Gold Tower a Kagawa (Giappone); l'edificio è alto  $158\text{ m}$  ed è costituito da 16 unità TSDs. I dispositivi hanno forma cubica e sono equipaggiati con setti in acciaio per dissipare l'energia durante il movimento del liquido. Si possono elencare molti vantaggi nell'utilizzo di questi dispositivi:

- assenza di frizioni nel sistema;
- la rottura del sistema è virtualmente impossibile;
- è efficace nel contrastare il movimento indotto dal sisma e dal vento;
- il periodo di oscillazione è facilmente modificabile;
- il sistema non è costoso e la manutenzione è semplice.

Una configurazione alternativa del TSD è stata realizzata disponendo 9 cilindri, di due metri di diametro e  $22\text{ cm}$  di altezza, in plastica fibrorinforzata, disposti uno sopra l'altro sullo Shin Yokohama Prince Hotel (SYP) a Yokohama, Giappone. Osservando le prestazioni offerte dall'installazione di questi smorzatori, l'hotel è riuscito a soddisfare i requisiti minimi imposti dalla ISO 6897 (accelerazione *rms* massima di  $0,6\text{ cm/s}^2$ ); la struttura è sottoposta ad un picco di accelerazione di  $0,5\text{ cm/s}^2$  con una riduzione della risposta *rms* che va dal 30% al 50% per venti con velocità pari a  $20\text{ m/s}$ .

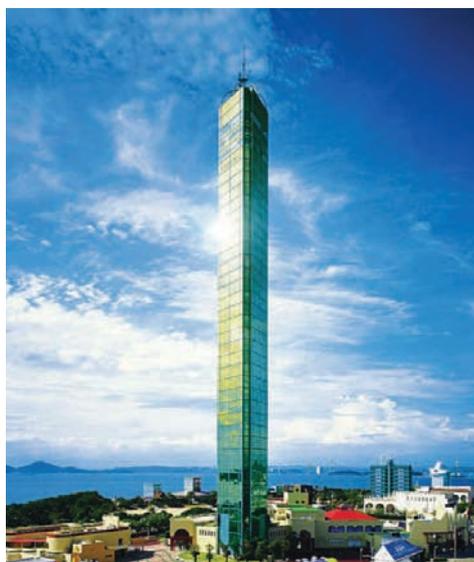


Figura 6.5: Gold Tower, Kagawa.

### 6.2.3 Smorzatori ad impatto

I dispositivi sono costituiti da una o più masse inserite all'interno di un contenitore a sua volta sospeso rispetto la copertura dell'edificio; il principio è simile ai dispositivi TSDs (vedi Figura 6.4), poiché sfrutta l'urto per dissipare l'energia prodotta dal sistema. Gli utilizzi sono multipli, anche se l'utilizzo più frequente si ha nello smorzamento delle vibrazioni indotte da macchinari meccanici (pale di turbine, ecc.).

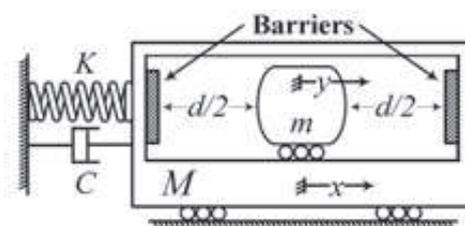


Figura 6.6: Schema di uno smorzatore ad impatto.

## Applicazioni

L'utilizzo di questi dispositivi è spesso applicato al controllo di vibrazioni da parte di turbine ed utensili meccanici, per cui la loro applicazione in campo civile è limitato. Recentemente si è potuto osservare l'adozione di questi

smorzatori nelle antenne di comunicazione della marina militare. Queste applicazioni mirano a ridurre gli spostamenti grazie agli urti. Un particolare dispositivo, detto *Hanging Chain Damper* (HCD), è costituito da un cilindro rivestito in gomma, il quale consente di beneficiare dell'impatto inelastico con l'aggiunta di frizione interna offerta dalla gomma.

### 6.3 Smorzatori passivi (dissipazione diretta)

I sistemi passivi, possono anche aumentare il livello di smorzamento in una struttura attraverso un meccanismo diretto di dissipazione, come ad esempio lo scorrimento di un fluido viscoso attraverso un orifizio o mediante l'azione tagliente di un polimero (gomma). Le classi di sistemi passivi con dissipazione diretta di energia includono dispositivi di smorzamento viscoso, sistemi a frizione e dissipatori metallici. L'applicazione di questi meccanismi alle strutture, in particolare per contrastare l'azione sismica, ha avuto una crescente popolarità negli Stati Uniti e in Giappone, perché richiedono spazi piccoli e sono facilmente inseribili nel caso di ristrutturazioni.

#### 6.3.1 Smorzatori viscoelastici (VEDs)

Consistono in piatti di acciaio con interposti strati di gomma elastica a forte smorzamento (Figura 6.7), può essere configurato in diverse forme in base alle caratteristiche della struttura. Questo dispositivo consente la dissipazione di energia attraverso la deformazione a taglio. Il tipo di gomma permette di convertire l'energia di vibrazione in energia calore attraverso la deformazione a taglio. Questo dispositivo è generalmente posto nel nodo di giunzione dei controventi in acciaio che costituiscono la struttura e sono inseriti per controllare la vibrazione strutturale derivante dal vento, sisma e traffico.

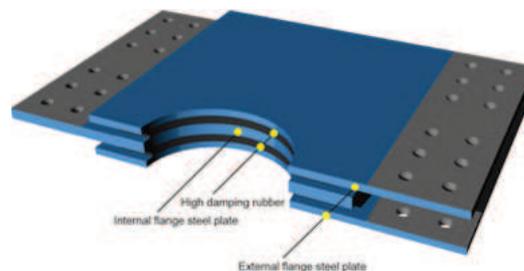


Figura 6.7: Smorzatore viscoelastico.

## Applicazioni

I VEDs (*viscoelastic damper*) sono stati installati in diversi edifici degli Stati Uniti: Twin Towers, New York; tali dispositivi sono stati posti nella giunzione tra la trave in acciaio e il pilastro, come si può notare dalla figura 6.8a; esempi significativi si hanno anche in Italia, come per la Scuola “Gentile-Fermi”, Fabriano (AN), figura 6.8b. Da notare che le due applicazioni sono state progettate per due diversi scopi: per le Twin Towers l’utilizzo dei VEDs era necessario per ridurre le oscillazioni indotte dal vento, mentre per la scuola l’azione da controllare era quella sismica.

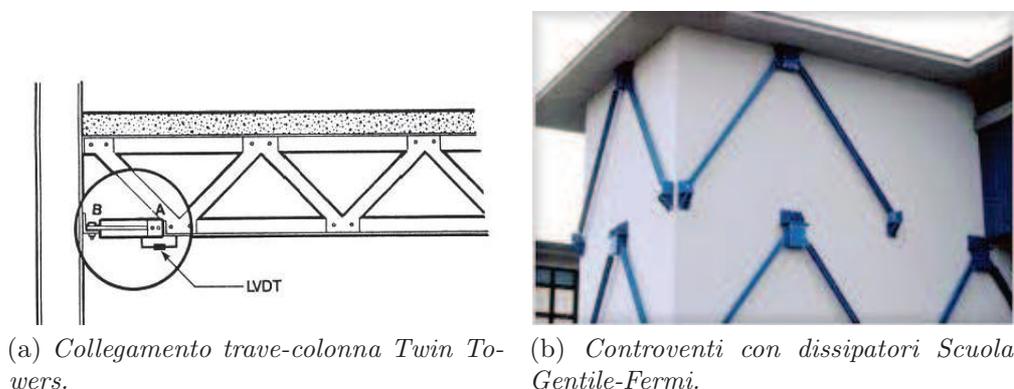


Figura 6.8: Esempi di dissipatori viscoelastici.

### 6.3.2 Sistemi a frizione

Il sistema è chiamato anche: dissipazione per attrito (vedi Figura 6.9), tale dissipazione può essere ottenuta con diversi materiali (spesso acciaio su acciaio), usando lo scorrimento relativo tra superfici. Sono impiegati solitamente all’interno dei controventi. Il sistema consiste essenzialmente in un giunto bullonato con fori asolati, garantendo lo spostamento relativo, ma limitato. È un dispositivo eccellente per lo smorzamento dell’azione sismica, anche se alcune applicazioni in campo eolico ci sono state.

Questo tipo di collegamento è presente nelle diagonali di controventamento del Mc Connel Library della Concordia University di Montreal.

### 6.3.3 Dispositivi a smorzamento viscoso

Sono dispositivi cilindro/pistone (Figura 6.10) in cui la vibrazione è assorbita mediante la laminazione di un fluido viscoso attraverso un idoneo circuito



Figura 6.9: Smorzatore a frizione.

idraulico; questo fenomeno consente la dissipazione energetica. Sono dispositivi in cui il comportamento è funzione della velocità di applicazione del carico:

$$F = Cv^\alpha \quad (6.1)$$

dove:

- $F$  = forza;
- $C$  = costante di smorzamento;
- $v$  = velocità;
- $\alpha$  = costante, di solito pari a 0,15.

Sono comunemente utilizzati nella costruzione di nuovi edifici e in caso di ristrutturazioni in zone sismiche.

Alcune utilizzi hanno permesso di ridurre le vibrazioni indotte dall'azione eolica, sono quindi in grado di migliorare il comfort degli occupanti senza introdurre nella struttura delle rigidità localizzate. Tali dispositivi richiedono poca manutenzione e non necessitano di apporti energetici per il funzionamento.

Il primo uso di questi dispositivi è stato fatto nel 1993 al San Bernardo County Medical Center in California; successivamente utilizzati nei supporti del ponte di collegamento nelle Petronas Twin Towers nel 1995 (vedi Figura 5.2b), di fatto le “gambe” di appoggio cilindriche leggere erano fortemente sensibili alle eccitazioni indotte dai vortici, l'applicazione di dispositivi di smorzamento addizionali ha permesso di ridurre le sollecitazioni evitando rotture a fatica.

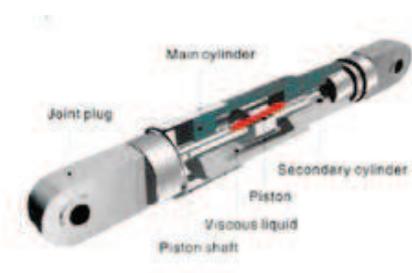


Figura 6.10: Dispositivo a smorzamento viscoso.

### 6.3.4 Dissipatori metallici

I dissipatori metallici (Figura 6.11a) sfruttano la deformazione plastica di acciai dolci, piombo o speciali leghe caratterizzati da un comportamento isteretico. Questa tecnica, era già nota agli antichi greci, attorno al 400 a.C. notarono l'importanza di garantire agli edifici la resistenza laterale; un esempio ben noto è il Partenone (Figura 6.11b), infatti i blocchi che costituiscono i pilastri del tempio sono collegati tra loro mediante connettori in piombo, i quali grazie alla loro capacità deformativa in campo plastico consentivano durante l'azione sismica il trasferimento dei carichi verticali.

Gli ultimi sviluppi nei confronti di questa tecnologia si hanno sulle leghe a memoria di forma, come la lega nickel-titanio, le quali hanno l'abilità di ritornare alla forma e alle condizioni iniziali dissipando energia, senza danni permanenti. Si dividono in genere in dispositivi con elementi a falce di luna o a piolo (molto usati nei ponti) e dissipatori isteretici assiali ad instabilità impedita (BRAD), installati negli edifici come controventi dissipativi.



(a) Dissipatore metallico.



(b) Partenone, Grecia.

Figura 6.11: Esempi di dissipatori metallici.

## Applicazioni

Applicazioni di questi dispositivi sono state fatte all'Hitachi Main Office a Tokyo, al Kobe Fashion Plaza a Kobe. Anche in Italia sono noti alcuni esempi di utilizzo di questa tecnologia, i dissipatori isteretici della serie a falce di luna o piolo sono stati installati nel ponte Ortigia, Siracusa (Figura 6.12a); mentre per la serie BRAD presso il Polo Didattico di Montedago, Ancona (Figura 6.12b).



(a) *Ponte di Ortigia, Siracusa.*



(b) *Università - Polo didattico di Montedago, Ancona.*

Figura 6.12: Esempi di applicazioni di dissipatori in metallo.

## 6.4 Smorzatori attivi

L'utilizzo di questi dispositivi, a differenza di quelli passivi sta nel fatto che il meccanismo per poter funzionare deve essere collegato ad una risorsa esterna di energia. La qualità di questi dispositivi è quella di essere in grado di adattarsi alle variazioni dei parametri del sistema (spostamenti, velocità ed accelerazioni). Il dispositivo è azionato da attuatori idraulici o elettromeccanici ed il controllo di forza è monitorato da sensori che rilevano la risposta della struttura e dalla misura dell'azione esterna.

I sistemi attivi includono:

- sistemi attivi di variazione della rigidità (AVS);
- giro-stabilizzatori attivi (AGS);
- appendici aerodinamiche attive;
- ecc.

### 6.4.1 Smorzatori a massa attiva

Un computer di controllo analizza i segnali ed introduce un controllo di forza, basato sul feedback delle velocità/accelerazioni della struttura. Gli attuatori mobilitano una massa disposta su una slitta o un pendolo in modo da contrastare il movimento dell'edificio. Attraverso questo sistema la massa richiesta è minore e il livello di efficienza è superiore rispetto al sistema passivo.

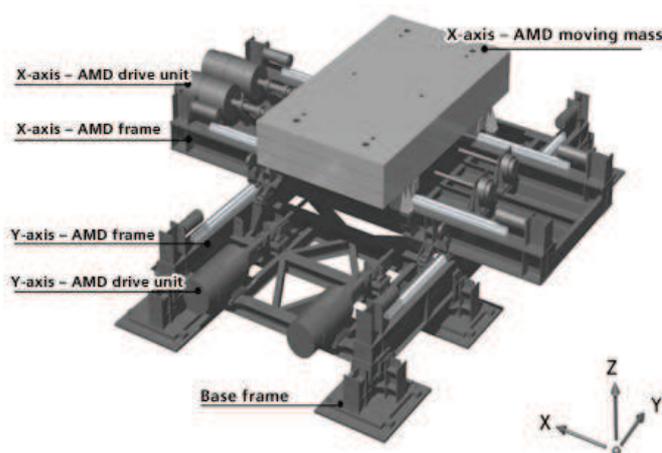


Figura 6.13: Smorzatore a massa attiva.

## Applicazioni

La prima applicazione mondiale di un AMD è stata fatta nel Kyobashi Siewa Building in una struttura in acciaio alta  $33\text{ m}$ . Il sistema installato per proteggere l'edificio dai terremoti e da forti venti, è in grado di rispondere in  $1/100$  di secondo alla vibrazione, grazie a sensori che rilevano movimenti e tremori del suolo e dell'edificio, specialmente alla base, al  $6^\circ$  e all' $11^\circ$  piano. Sono stati installati due AMDs, di cui uno posizionato al centro della struttura per contrastare le oscillazioni traslazionali ed uno più piccolo per contrastare la torsione.

Degno di nota è il Sendagaya INTES Building a Tokyo; i progettisti volendo evitare di aggiungere ulteriore massa alla struttura, hanno utilizzato il serbatoio di accumulo dell'acqua per il sistema di condizionamento come massa per l'AMD. Durante venti forti con velocità massima di  $30,6\text{ m/s}$ , la risposta del primo modo di vibrare, in un intervallo di 30 secondi, è ridotta del  $18\%$  in traslazione e del  $28\%$  in torsione.

### 6.4.2 Sistema attivo a rigidità variabile

Tale sistema è in grado di modificare la rigidità della struttura, in particolare i dispositivi sono collegati ai sistemi di controventamento degli edifici, in cui un computer controlla l'apertura o la chiusura di valvole collegate al sistema durante l'evento (sisma o vento). L'apertura o la chiusura delle valvole permette di diminuire o aumentare la rigidità del controvento e di adattarsi alle condizioni che sono imposte dalla forzante esterna.

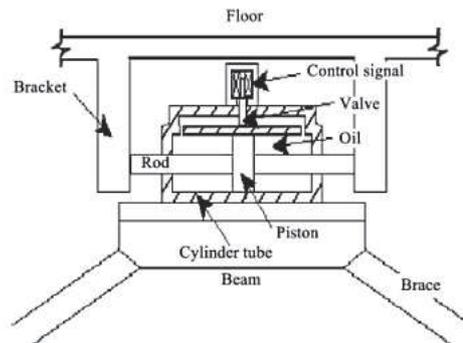


Figura 6.14: Sistema attivo a rigidità variabile.

Il sistema è stato installato nel complesso di Kajima Technical Research Institute a Tokyo (Figura 6.15), per osservarne le performance. Dei sensori posti alla base della struttura analizzano il movimento del 1° piano e quando l'accelerazione supera i  $10 \text{ cm/s}^2$  i dispositivi entrano in funzione alterando la rigidità della struttura ottimizzando il suo valore in modo da ottenere il livello più basso di risposta.



Figura 6.15: Kajima Technical Research Institute, Tokyo.

### 6.4.3 Applicazioni aggiuntive di controllo attivo

Il dispositivo oggetto dell'analisi è il giro-stabilizzatore attivo detto AGS (*active gyro stabilizer*), sfrutta il meccanismo di funzionamento di una trottola; il dispositivo consiste in una massa che viene fatta ruotare su se stessa e grazie al principio di conservazione del momento angolare, la rotazione attorno ad un asse ortogonale all'asse di rotazione del giroscopio fa nascere un momento che tende a stabilizzare il sistema. Questo dispositivo è generalmente utilizzato nelle imbarcazioni per annullare l'effetto del rollio.

Qualche rara applicazione per gli edifici ha permesso di installare un sensore sull'edificio per misurare la velocità di oscillazione dell'ultimo piano ed in tempo reale inviare un segnale al giro-stabilizzatore, variandone la velocità di rotazione in modo da equilibrare le oscillazioni del sistema.

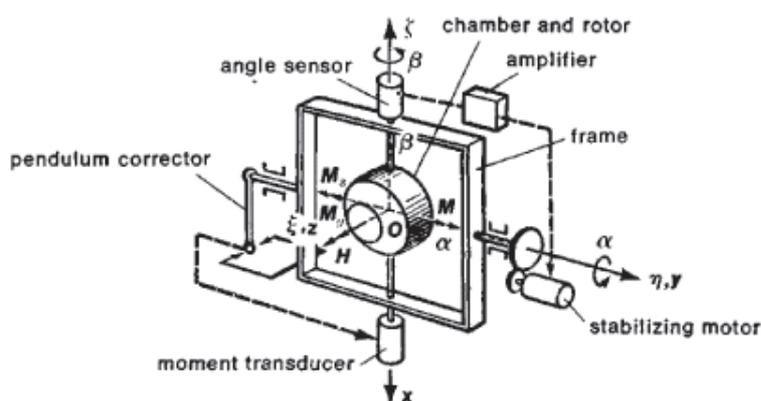


Figura 6.16: Schema di un giro-stabilizzatore attivo.

## 6.5 Smorzatori ibridi

Lo sviluppo di questi dispositivi consente di accostare le potenzialità dei dispositivi attivi e passivi. Il vantaggio è dovuto alle minori richieste al sistema attivo in termini di forze ed energia. Un sistema adottato è la massa smorzante ibrida (*Hybrid Mass Damper*, HMD) il quale sfrutta il concetto dello smorzatore a massa accordata, ma collegando ad esso degli attuatori per movimentare la massa durante l'azione; in caso di malfunzionamento o perdita di energia, il sistema si disinserisce automaticamente consentendo al dissipatore di funzionare in modalità passiva.

## Applicazioni

Un'applicazione di questi dispositivi è stata fatta per la Landmark Tower a Yokohama, Giappone (Figura 6.17). Il congegno è stato posizionato nel primo piano attico (282 *m* da terra) e consiste in due unità: ogni unità è compresa di tre pendoli attivi che agiscono in due direzioni ortogonali. Attraverso dei regolatori di periodo è possibile variare la frequenza di oscillazione dei pendoli in modo da farli coincidere con il periodo di oscillazione della costruzione.

Un'ulteriore utilizzo è stato fatto presso l'Ando Nishikicho Building; l'edificio è di 14 piani ed è altamente suscettibile a venti forti. Il sistema è installato in vicinanza dell'ultimo piano, nel centro di gravità dell'edificio e consiste in un controllo simultaneo in due direzioni con smorzatori ad olio e gomma laminata in modo da garantire l'isolamento da vibrazioni e rumore.



Figura 6.17: Landmark Tower a Yokohama, Giappone.

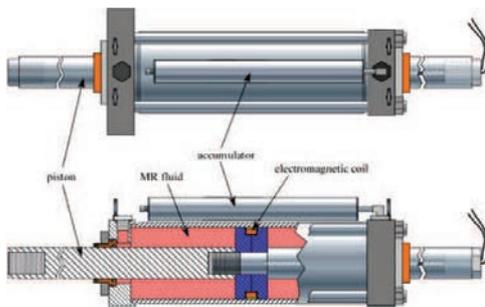
## 6.6 Smorzatori semi-attivi

Questi dispositivi posseggono l'adattabilità di un dispositivo a controllo attivo, senza la potenziale instabilità dovuta alla mancanza di energia; il sistema semi-attivo può rispondere velocemente ad una raffica di vento frontale o ad un terremoto e provvede ad uno smorzamento indipendente dal livello dell'eccitazione, a differenza del sistema passivo il quale nella maggior parte del tempo opera in condizioni non ottimali di smorzamento. La richiesta di energia per questi dispositivi è relativamente bassa.

### 6.6.1 Dispositivi MR (magneto-reological)

Sono dispositivi cilindro-pistone con l'ausilio di un particolare fluido (MR) in cui, particelle di ferro contenute nel fluido si dispongono diversamente a seconda del passaggio al suo interno di una corrente elettrica o di un campo magnetico; l'allineamento delle particelle di ferro consente di modificare la viscosità del fluido e quindi di variare la forza necessaria a movimentare il dispositivo.

Un esempio è presente presso il Dongting Lake Bridge, Cina; il ponte è stato equipaggiato con smorzatori MR per il controllo delle vibrazioni indotte dal vento sugli stralli.



(a) Dispositivo MR (magneto-reological).



(b) Particolare degli stralli del Dongting Lake Bridge.

Figura 6.18: Dispositivi magneto-reologici.



# Capitolo 7

## Caso studio

Premessi tutti gli aspetti teorici, riguardanti il vento, il comfort e le soluzioni ingegneristiche per poter ridurre le oscillazioni negli edifici alti, si vuole discutere nel seguito un caso pratico. Nella fattispecie, si considera un edificio alto sollecitato dall'azione eolica; mediante analisi ad elementi finiti si confrontano gli spostamenti ed accelerazioni di piano ipotizzando l'inserimento di un TMD per ridurre le vibrazioni, in modo da soddisfare i criteri di abitabilità, in particolare in termini di comfort.

### 7.1 Descrizione del progetto

L'analisi riguarda la torre in costruzione presso il quartiere storico della Fiera Campionaria di Milano, detta *torre Isozaki*, il nome fa riferimento all'omonimo architetto giapponese Arata Isozaki.

L'intero progetto di riqualificazione dell'area è stato affidato alla società *City Life*, approvato nel 2004 ed iniziato nel 2007. Inizialmente la data di consegna dei lavori era prevista per il 2015, ma causa ritardi nel loro inizio, la conclusione dell'opera è prevista per il 2023.

L'area oggetto della riqualificazione è di circa  $255\,000\text{ m}^2$  conterrà al suo interno:

- tre torri (Isozaki, Hadid, Libeskind);
- aree di edilizia residenziale;
- museo di arte contemporanea;
- parco pubblico.

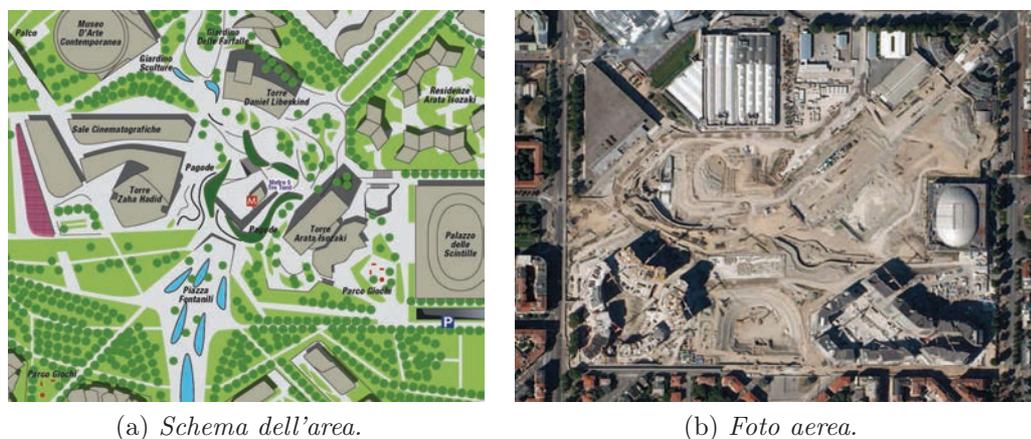


Figura 7.1: Quartiere storico della Fiera Campionaria di Milano.

Le figure 7.1a e 7.1b rappresentano schematicamente la disposizione dei diversi lavori all'interno dell'area oggetto della riqualificazione.

Le tre torri sono state progettate da tre architetti (Zaha Hadid, Daniel Libeskind e Arata Isozaki) e sono mostrate nella figura 7.2; partendo da sinistra, si ha la torre *Hadid* che raggiungerà l'altezza di 175 m ed avrà la peculiare caratteristica di un andamento tortile; attualmente sono in fase di completamente le fondazioni. La torre centrale è chiamata torre *Libeskind*, dall'omonimo architetto Daniel Libeskind, l'edificio è concepito come la parte di una sfera e raggiungerà l'altezza di 150 m, è in atto la conclusione del progetto definitivo. Per ultima, la torre a destra della figura è denominata *torre Isozaki*, attualmente in fase di completamento: il 31 Luglio 2014 è stato raggiunto l'ultimo piano, sono ora in fase di perfezionamento le finiture interne e di facciata. Al momento è l'edificio più alto d'Italia, con i suoi 207 m dal piano stradale.

La torre Isozaki si sviluppa, nella parte fuori terra, per 48 moduli da 3,90 m e tre moduli da 5,00 m. Al di sotto della torre si sviluppa un piano di collegamento alla piazza commerciale ipogea e due livelli interrati destinati prevalentemente ad aree tecniche.

L'edificio è per lo più destinato ad uffici (46 livelli complessivi) con alcune eccezioni secondo il seguente schema:

**livello terra:** lobby a doppia altezza;

**livello 24:** locale impianti;

**livelli 48 e 49:** locali impianti.



Figura 7.2: da sinistra a destra: *Torre Hadid*, *Torre Libeskind* e *Torre Isozaki*.

L'accesso all'edificio è garantito su due livelli: un primo al di sotto del piano stradale in cui si trova anche il collegamento con la stazione metropolitana ed uno a livello del piano stradale.

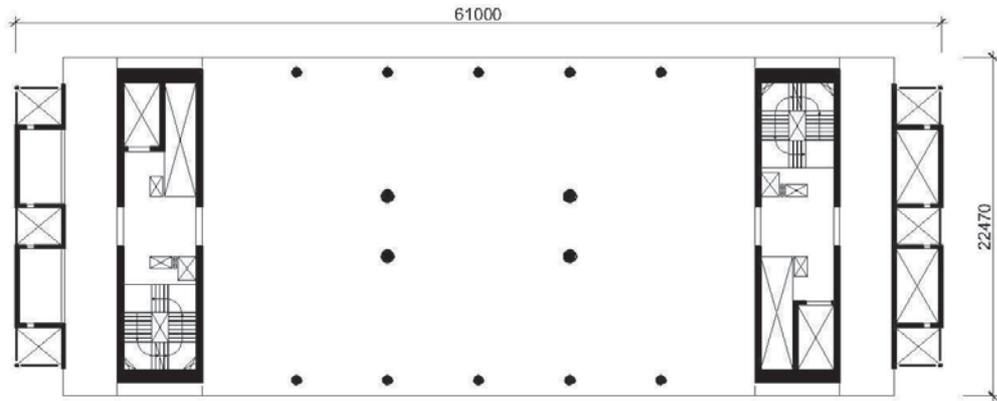
La struttura portante dell'edificio è formata da quattro nuclei in cemento armato posti alle estremità della torre e da quattro *belt-trusses*, di cui due al 24° e due al 49° livello, disposti lungo il lato maggiore dell'edificio, in modo da garantire una maggiore rigidezza ai carichi orizzontali come il vento. Un ultimo elemento sfruttato per abbattere le oscillazioni dell'edificio è la presenza di quattro puntoni, previsti dall'architetto Arata Isozaki, impiegati dagli ingegneri per inserire alla base degli stessi, degli smorzatori visco-elastici.

Nello specifico, la torre ha una pianta rettangolare di circa  $60 \times 24 \text{ m}^2$ , che poggia su una platea di fondazione a sua volta sostenuta da 62 pali infissi ad una profondità di circa 30 m.

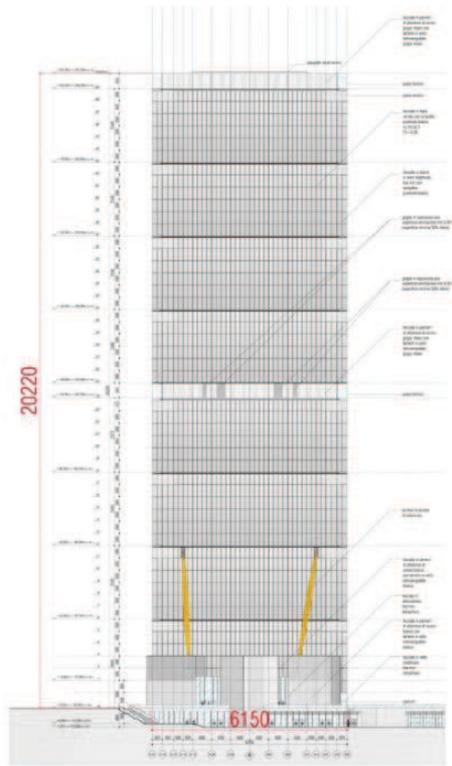
Nella tabella 7.1 sono sinteticamente esposte le caratteristiche degli elementi strutturali presenti nell'edificio.

Nel seguito sono mostrate alcune immagini che vogliono rendere più chiare alcune delle caratteristiche degli elementi portanti più singolari che caratterizzano questo edificio: le travi di cintura (*belt trusses*) e i puntoni di collegamento dell'undicesimo piano con il piano campagna.

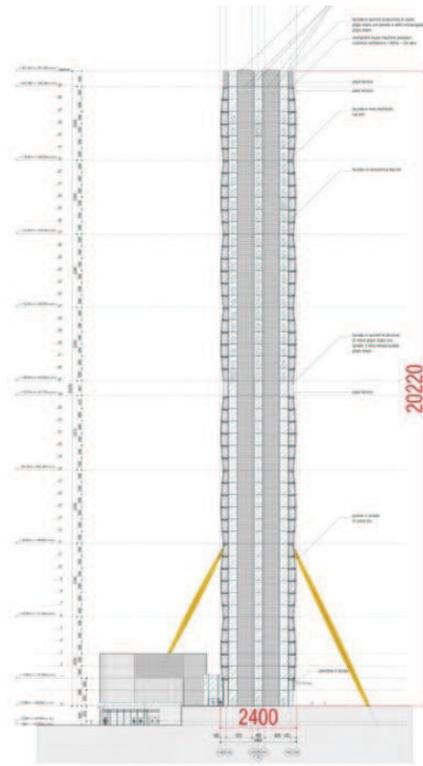
Le travi di cintura sono realizzate con elementi sagomati di lamiera d'acciaio saldati fino a realizzare un unico manufatto del peso di circa 225 tonnellate, lungo 36 metri per 5,90 metri di altezza. Questa trave molto



(a) *Pianta Torre Isozaki.*



(b) *Prospetto Est Torre Isozaki.*



(c) *Prospetto Nord Torre Isozaki.*

Figura 7.3: Pianta e Prospetti Torre Isozaki.

Tabella 7.1: Caratteristiche tecniche elementi strutturali.

Elemento	Dimensioni caratt. [mm]	Materiali	Cls	Acciaio
cores	800/1200	c.a.	C40/50	B450C
colonne centrali	$\phi : 850 \div 1700$	c.a.	C40/50 C50/60 C70/85	B450C e S355
colonne di facciata	$\phi : 650 \div 1200$	c.a.	C40/50 C50/60 C70/85	B450C e S355
impalcati	200 $\div$ 500	c.a.	C40/50	B450C
travi ribassate	2000 $\times$ (700/500) 800 $\times$ (650/450)	c.a.	C40/50	B450C
belt trusses	36 000 $\times$ 5900	acciaio	-	S355
puntoni	40 000/60 000	acciaio	-	S355

rigida garantisce il trasferimento dei carichi orizzontali tra i nuclei in cemento armato; sono poste in corrispondenza del 24° e 49° livello. Le figure 7.4a e 7.4b mostrano come sono disposte all'interno della torre.

I puntoni in acciaio color oro, voluti dall'architetto, sono posti in corrispondenza di entrambe le facciate più lunghe (Figura 7.5). Il profilo è stato studiato anche con l'ausilio della galleria del vento del Politecnico di Milano. Saranno muniti di speciali apparecchiature al piede in grado di dissipare l'energia conseguente alla sollecitazione impressa dal vento sull'edificio. I puntoni hanno lunghezze comprese tra i 40 e 60 metri e sono costituiti ciascuno da tre tubi in acciaio curvati, che saranno riempiti di calcestruzzo per ottenere una massa consistente ed evitare fenomeni vibrazionali per effetto del vento. I puntoni sono connessi in testa, alla struttura dei nuclei attraverso una cerniera cilindrica, mentre alla base sono collegati agli smorzatori viscosi (posizionati lungo l'asse longitudinale del puntone) attraverso cerniere di tipo sferico.



Figura 7.4: Immagini *belt trusses* Torre Isozaki.



Figura 7.5: Puntoni torre Isozaki.

## 7.2 Torre e Vento

Nel seguente paragrafo si vogliono esprimere le caratteristiche del vento agente nella zona di Milano e associarle alle caratteristiche della struttura: la direzione principale in cui agisce il vento, la sua velocità di riferimento e media, le azioni agenti sulla struttura e i riferimenti normativi in merito allo studio del comfort.

Dallo studio fatto sulla rilevazione della velocità del vento e della sua direzione nella città di Milano è stato possibile ricavare la direzione principale in cui agisce il vento nel corso di un anno. Prese come riferimento alcune stazioni (Milano centro e Milano Linate) è stato possibile ricavare il diagramma mostrato in figura 7.6a; la direzione principale del vento è SUD-OVEST, la quale si traduce in un vento che insiste sul lato più corto della torre Isozaki.

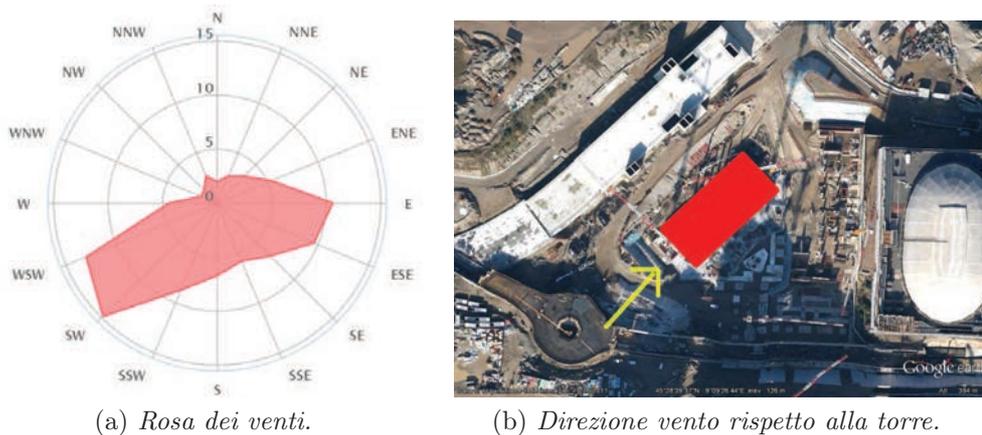


Figura 7.6: Direzione del vento.

È possibile definire la velocità del vento secondo quanto indicato nella CNR-DT 207/2008 [16], con riferimento ad un determinato tempo di ritorno  $T_R$ .

In base a quanto indicato nella normativa, la zona scelta è:

Tabella 7.2: Scelta della zona.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$
1	25	1000	0,40

In base alla classe di rugosità (B) e la zona, è possibile definire la classe di esposizione:

Tabella 7.3: Categoria di esposizione.

Categoria di esposizione	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
IV	0,22	0,30	8

Note queste quantità è ora possibile definire la velocità di riferimento attraverso la seguente espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

dove

$v_{b,0}$  velocità base di riferimento a livello del mare;

$c_a$  coefficiente di altitudine.

La velocità di riferimento del vento,  $v_{b,0}$ , è definita come la velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento a 10 metri di altezza dal suolo, in un terreno di seconda categoria di esposizione, avente un tempo di ritorno di 50 anni ( $P = 0,02$ ). Se il sito si trova ad un'altitudine inferiore od uguale ad  $a_0$  il coefficiente di altitudine è assunto pari ad 1, altrimenti vedi [16].

Se dovesse in qualche modo essere necessario definire la velocità di riferimento del vento per un  $T_R$  diverso da 50 anni, la velocità è data da:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove

$v_b$  è la velocità base di riferimento del vento ( $T_R = 50$  anni);

$c_r$  è il coefficiente di ritorno.

Il valore di  $c_r$  può essere desunto attraverso diverse espressioni a seconda del tempo di ritorno considerato, oppure attraverso la figura 7.7.

Alla luce di quanto esposto fino ad ora, è possibile ricavare la velocità di riferimento per un tempo di ritorno di un anno, in quanto il soddisfacimento del limite sul comfort è valutato per un'azione di riferimento con una probabilità di accadimento pari ad 1.

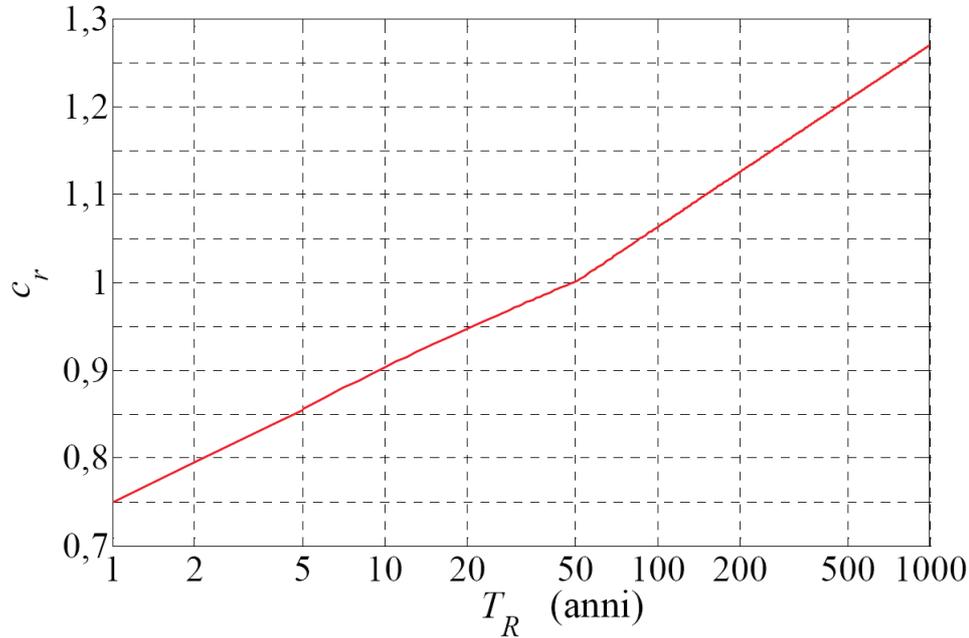


Figura 7.7: Diagramma  $c_r$  in funzione del  $T_R$ .

Si ricava dalla tabella un valore di  $c_r = 0,75$ , dunque una velocità di riferimento di  $18,75m/s$ .

È possibile definire l'andamento della velocità media con l'altezza secondo quanto indicato al paragrafo 3.2.5 di [16]. Questa quantità dipende dalla velocità di riferimento ( $v_r$ ) e dal coefficiente di profilo medio del vento ( $c_m$ ). Il coefficiente di profilo medio del vento è fornito dalle seguenti relazioni:

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{min}) \quad \text{per } z \leq z_{min}$$

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \quad \text{per } z > z_{min}$$

sapendo che la velocità media può essere scritta nella forma:

$$v_m(z) = v_r \cdot c_m(z)$$

Svolgendo i dovuti calcoli si ricava l'andamento della velocità media con l'altezza, si veda la figura 7.8.

Sulla base di quanto fornito fino ad ora, è interessante considerare gli effetti del vento sulla struttura; sapendo che la risposta della struttura può

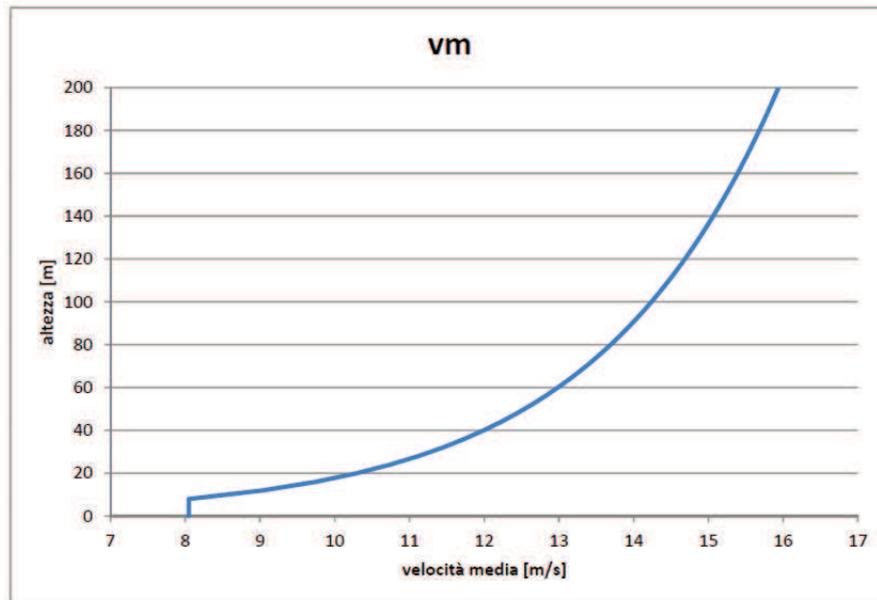


Figura 7.8: Andamento  $v_m(z)$ .

essere ottenuta come sovrapposizione di una componente quasi statica ed una dinamica. Gli effetti dinamici sono suddivisi in diversi tipi:

- risposta nella direzione del vento (*along-wind*);
- risposta nella direzione ortogonale al vento (*across-wind*);
- galloping;
- divergenza e flutter.

### 7.2.1 Risposta along-wind

La risposta nella direzione del vento si traduce secondo la normativa (EN 1991-1-4:2005, [17] e CNR-DT 207/2008, [16]), nella definizione del coefficiente dinamico, il quale risulta essere ottenuto come la somma di una componente statica ed una dinamica e che dipende dalle caratteristiche del vento (velocità, intensità di turbolenza, ecc.), ma anche della struttura (dimensioni geometriche, smorzamento, ecc.).

Nello specifico, si vuole ora sintetizzare i calcoli per la definizione del coefficiente dinamico per la torre Isozaki, in quanto tale coefficiente sarà utile per definire le sollecitazioni da vento da imprimere alla struttura. I calcoli sono svolti con riferimento alla CNR-DT 207/2008.

Note le caratteristiche geometriche della torre e le caratteristiche del vento presente nella zona di Milano, si definiscono le seguenti quantità che sono indipendenti rispetto alle dimensioni in pianta della torre, ma funzione solamente dalla sua altezza.

Caratteristiche comuni edificio e vento	
Altezza edificio, $h$ [m]	202
Altezza equivalente, $z_{eq}$ [m]	121,2
Intensità di turbolenza, $I_v(z_{eq})$	0,167
Scala integrale di turbolenza, $L_v(z_{eq})$ [m]	221,019
Velocità media all'altezza equivalente, $v_m(z_{eq})$ [m/s]	24,76

Ora i parametri per la definizione del coefficiente dinamico sono dipendenti dalle caratteristiche geometriche e dinamiche della struttura, per questo motivo si suddividono i calcoli prima considerando il lato corto dell'edificio e poi il lato lungo. Non si esplicano tutti i passaggi per la determinazione dei diversi parametri, ma solamente si indicano i valori dei termini necessari alla definizione del coefficiente dinamico.

	lato corto	lato lungo
lunghezza lato, $b$ [m]	24	60
frequenza di oscillazione, $n_D$ [Hz]	0,1542	0,1684
smorzamento strutturale, $\xi_s$	0,01	0,01
risposta quasi statica, $B^2$	0,523	0,500
risposta risonante, $R_D^2$	0,995	0,543
frequenza attesa, $\nu_D$	0,125	0,122
fattore di picco, $g_D$	3,135	3,126
fattore di raffica, $G_D$	2,287	2,063
coefficiente dinamico, $c_{dD}$	1,06	0,95

La definizione del coefficiente dinamico è necessaria per valutare la risposta lungo la direzione del vento (*along wind*) in termini di accelerazione per la struttura in esame, in quanto essa è necessaria per poter conoscere il soddisfacimento dei limiti di comfort. L'accelerazione di piano è data dalla componente dinamica della velocità del vento, per questo motivo, sono state create dieci storie di vento turbolento (una ogni venti metri di altezza) e saranno applicate nei modelli successivi (modello ad n g.d.l. e modello 3D della torre) per verificare il comportamento della struttura in termini di accelerazione nei confronti dell'abitabilità dell'edificio. Ciascuna storia di

vento sarà applicata separatamente ed ortogonalmente al lato corto e lungo. La generazione di storie di vento turbolento si basa sulla metodologia di Montecarlo. Sebbene ora esistono molti metodi in grado di simulare processi stocastici multivariati stazionari, il metodo della rappresentazione spettrale è quello più utilizzato poichè molto versatile e robusto. Nota dunque la rappresentazione spettrale della turbolenza eolica, ad esempio lo spettro di Davenport, è possibile ricavare processi stocastici dall'integrale di Fourier-Stieltjes della rappresentazione spettrale. Per conoscere meglio gli aspetti appena riassunti fare riferimento a [5] ed alla CNR DT 207/2008, [16]. Nel seguito una tabella rappresenta le caratteristiche fondamentali di ogni storia di vento ed i grafici successivi gli andamenti delle velocità turbolente per un intervallo di tempo di 200 secondi; la velocità turbolenta è stata calcolata ogni 0,1 secondi. Una volta definite le storie di velocità eolica, sono state calcolate le turbolenze spettrali e confrontate con gli spettri ipotizzati inizialmente per generare le velocità. Si è potuto appurare che i dati creati sono buoni, in quanto lo spettro di potenza per ciascun livello è aderente a quello fissato inizialmente. Un esempio sui confronti tra gli spettri di turbolenza creati ed assunti è rappresentato in figura 7.9.

livello	altezza [m]	piano	$v_m$ [m/s]
livello-0	20	P04	17,32
livello-1	40	P09	20,18
livello-2	60	P14	21,86
livello-3	80	P19	23,04
livello-4	100	P24	23,96
livello-5	120	P29	24,71
livello-6	140	P34	25,35
livello-7	160	P40	25,90
livello-8	180	P45	26,39
livello-9	200	P50	26,82

Una volta definite le storie di vento turbolento, è possibile determinare le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento ed applicarle ai diversi livelli della struttura secondo quanto indicato nella CNR-DT 207/2008 [16]. La norma appunto definisce una pressione di picco da applicare alla struttura e definita secondo la relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove

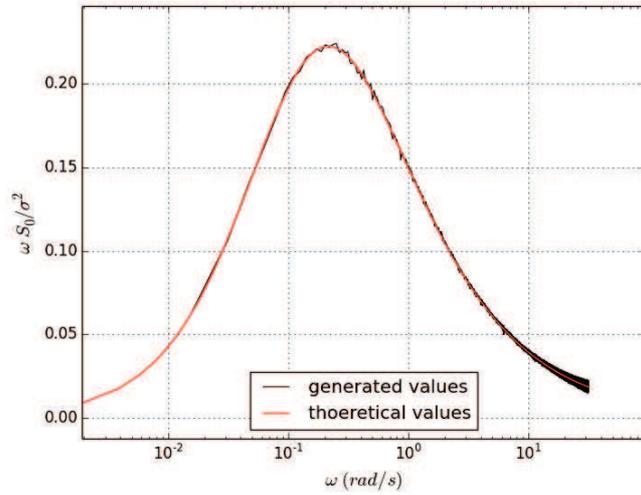


Figura 7.9: Confronti spettri di potenza della turbolenza longitudinale.

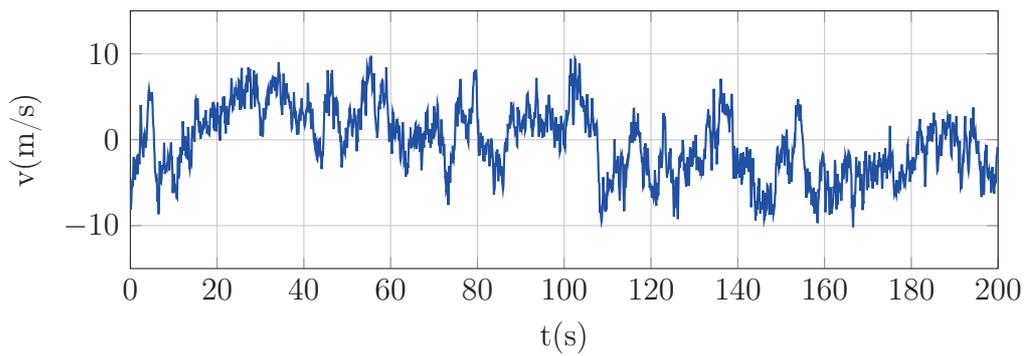


Figura 7.10: Vento turbolento livello-0.

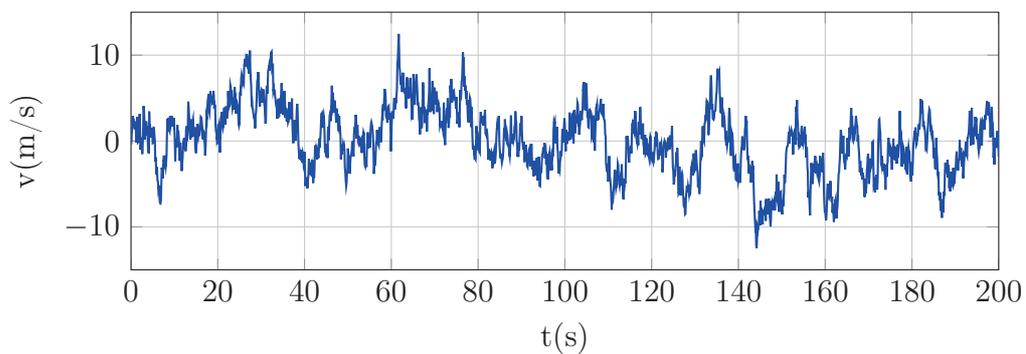


Figura 7.11: Vento turbolento livello-1.

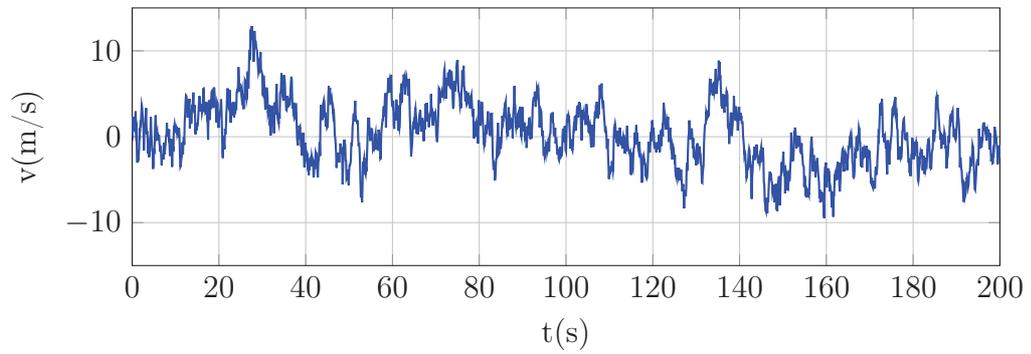


Figura 7.12: Vento turbolento livello-2.

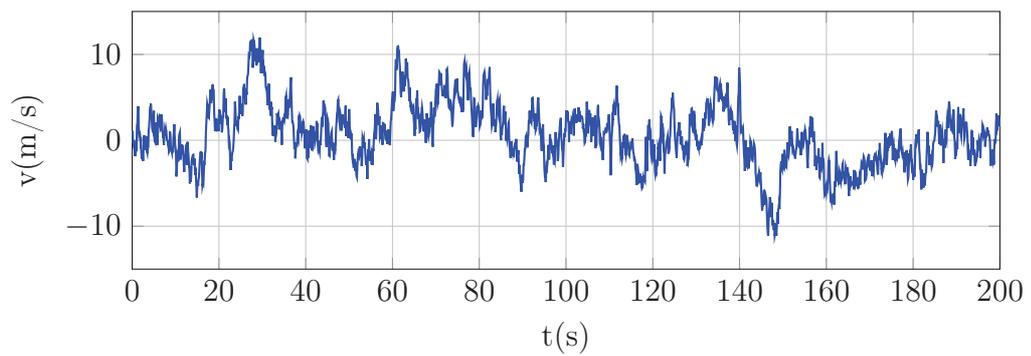


Figura 7.13: Vento turbolento livello-3.

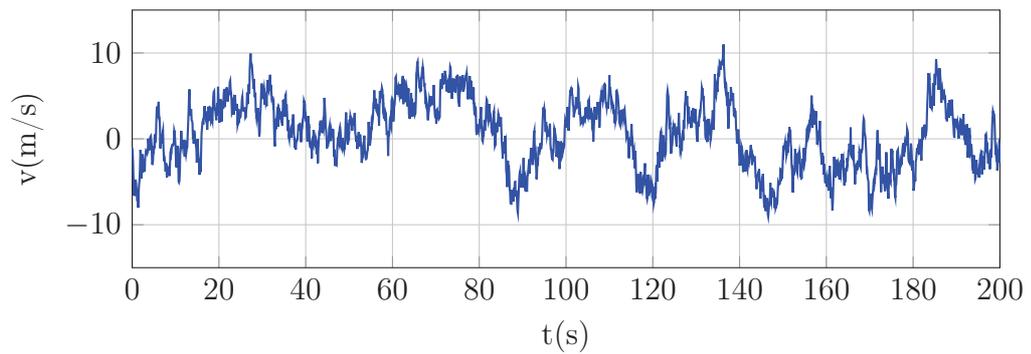


Figura 7.14: Vento turbolento livello-4.

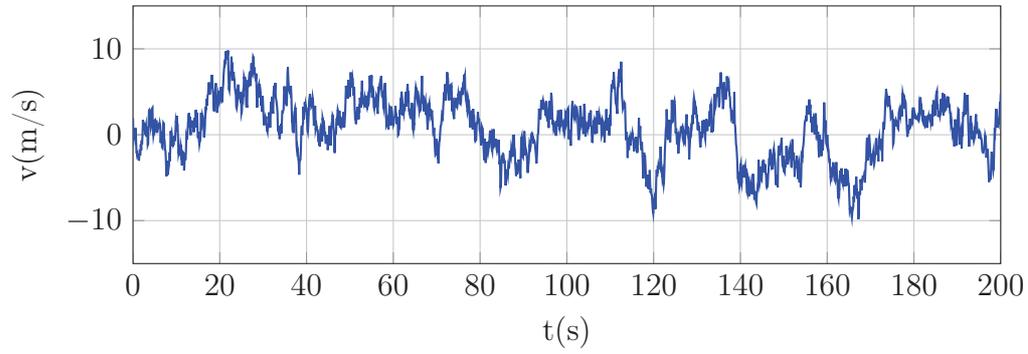


Figura 7.15: Vento turbolento livello-5.

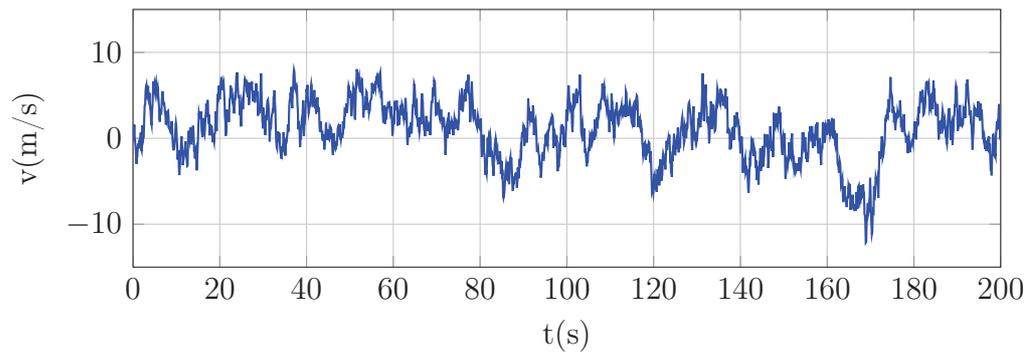


Figura 7.16: Vento turbolento livello-6.

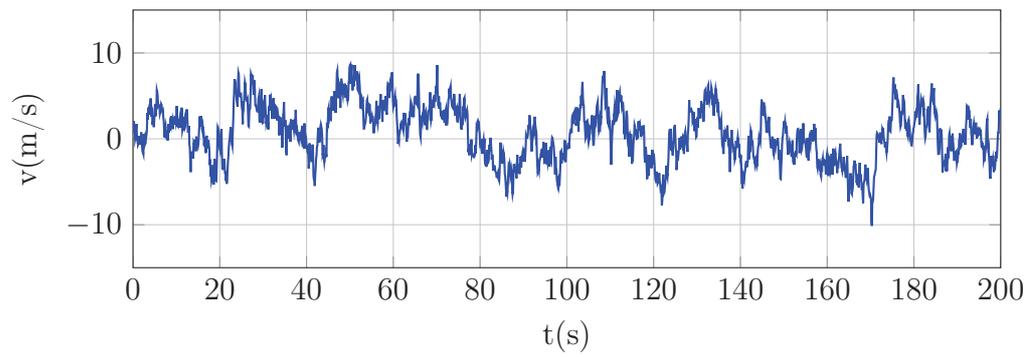


Figura 7.17: Vento turbolento livello-7.

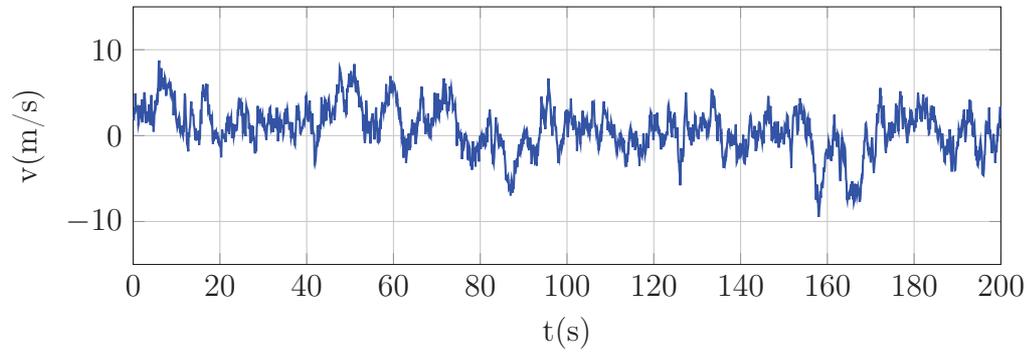


Figura 7.18: Vento turbolento livello-8.

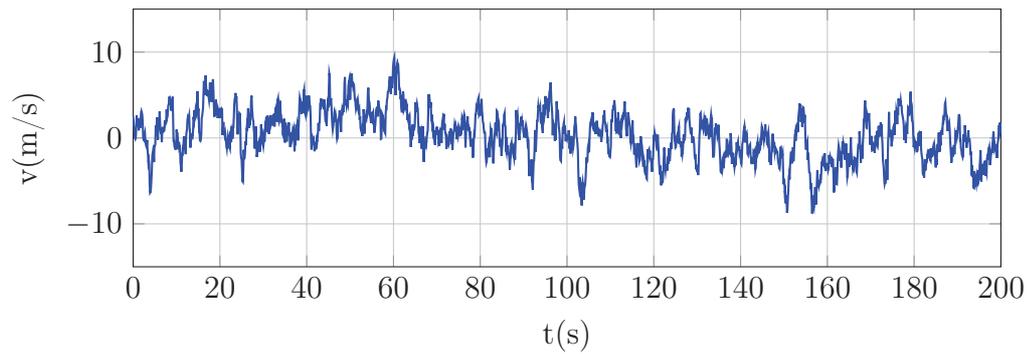


Figura 7.19: Vento turbolento livello-9.

$\rho$  è la densità media dell'aria,  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ ;

$v_r$  è la velocità di riferimento;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione.

Ricordando che la velocità del vento può essere scomposta in una componente turbolenta e una quasi-statica: la velocità media rappresenta la componente quasi-statica della velocità, mentre la velocità turbolenta, appunto, la componente turbolenta del vento; possiamo riscrivere la formula sopra indicata nel seguente modo:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (v_m + v_t)^2 \cdot c_e(z)$$

dove

$v_m$  è la velocità media  $\Rightarrow$  componente quasi-statica;

$v_t$  è la velocità turbolenta  $\Rightarrow$  componente turbolenta.

Svolgendo il quadrato nella relazione precedente possiamo eliminare il termine  $v_m^2$  in quanto non contribuirà all'accelerazione di piano, poiché la componente è quasi statica; l'espressione della pressione di picco può essere riscritta nella forma:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (2 \cdot v_m \cdot v_t + v_t^2) \cdot c_e(z)$$

Nota dunque la pressione del vento agente ai vari livelli, è possibile determinare per ciascuna faccia dell'edificio la forza agente nell' $i$ -esimo livello. Sapendo che in generale le azioni aerodinamiche di picco esercitate su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali  $F_X$  e  $F_Y$  e un momento torcente  $M_Z$  applicati lungo l'asse  $Z$  di riferimento della costruzione o dell'elemento. Nel caso in questione si considera la sola componente nella direzione del vento, in quanto è quella determinante nella valutazione delle accelerazioni di piano; anche la componente torsionale è trascurata. Le relazioni possono essere scritte come segue, in cui con  $X$  si intende la direzione parallela al vento, con  $Y$  la direzione ortogonale al vento:

$$F_X(z) = q_p(z) \cdot A_{ref} \cdot c_{fX}$$

$$F_Y(z) = q_p(z) \cdot A_{ref} \cdot c_{fY}$$

dove

- $q_p$  è la pressione cinetica di picco;
- $A_{ref}$  è l'area di influenza della pressione cinetica di picco;
- $c_{fX}, c_{fY}$  coefficienti di forza (coefficienti di *Drag*).

I coefficienti di forza ( $c_{fX}$  e  $c_{fY}$ ) dipendono in generale dalla forma della sezione, dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie. Trascorrendo dunque la componente ortogonale alla direzione del vento e quella torsionale, il coefficiente di forza è definito per il caso specifico della torre Isozaki:

$$c_{fX} = c_{fXo} \cdot \psi_\lambda$$

dove

- $c_{fXo}$  è il coefficiente di forza per strutture a lunghezza ideale infinita;
- $\psi_\lambda$  è il coefficiente di snellezza.

Nel caso specifico della torre Isozaki, essendo la pianta dell'edificio di forma rettangolare a spigoli vivi, il coefficiente di snellezza è assunto pari ad 1 (vedi CNR-DT 207/2008 [16]), mentre il coefficiente di forza  $c_{fXo}$  può essere desunto dalla figura 7.20.

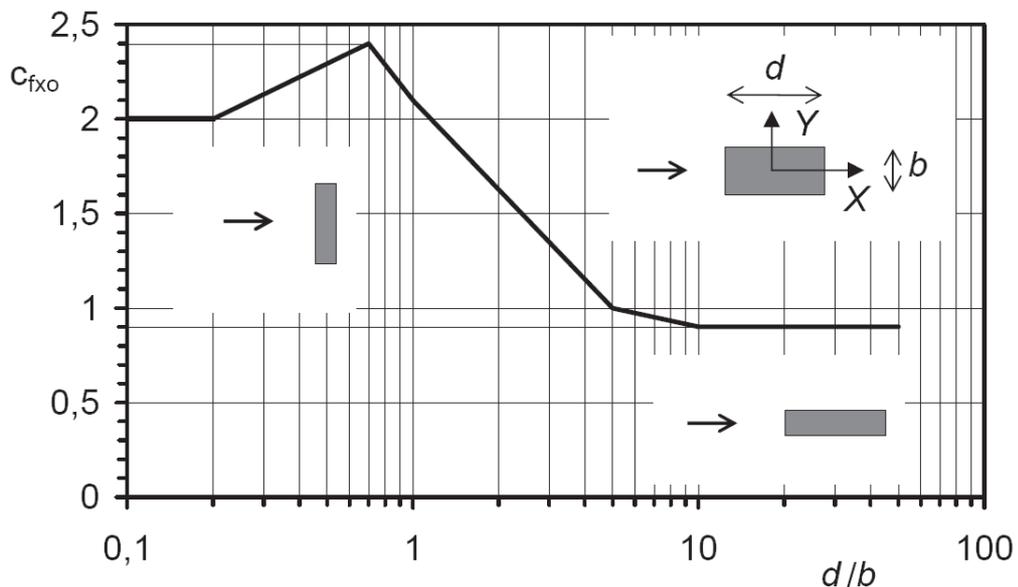


Figura 7.20: Coefficienti di forza  $c_{fXo}$  per sezioni rettangolari.

I coefficienti ottenuti sono riassunti nella tabella che segue.

direzione vento	d/b	$c_{fXo}$
lato corto	1,5	1,5
lato lungo	0,4	2,2

### 7.2.2 Risposta across-wind

La risposta nella direzione ortogonale al vento è dovuta essenzialmente al fenomeno del distacco dei vortici, che per effetto dell'alternanza del loro distacco, si generano sollecitazioni ortogonali alla direzione del vento. La versione precedente della EN 1991-1-4:1997 definiva un grafico molto semplice per capire se l'edificio è soggetto al fenomeno del distacco dei vortici, in base al soddisfacimento di determinati limiti geometrici, si veda la figura 7.21.

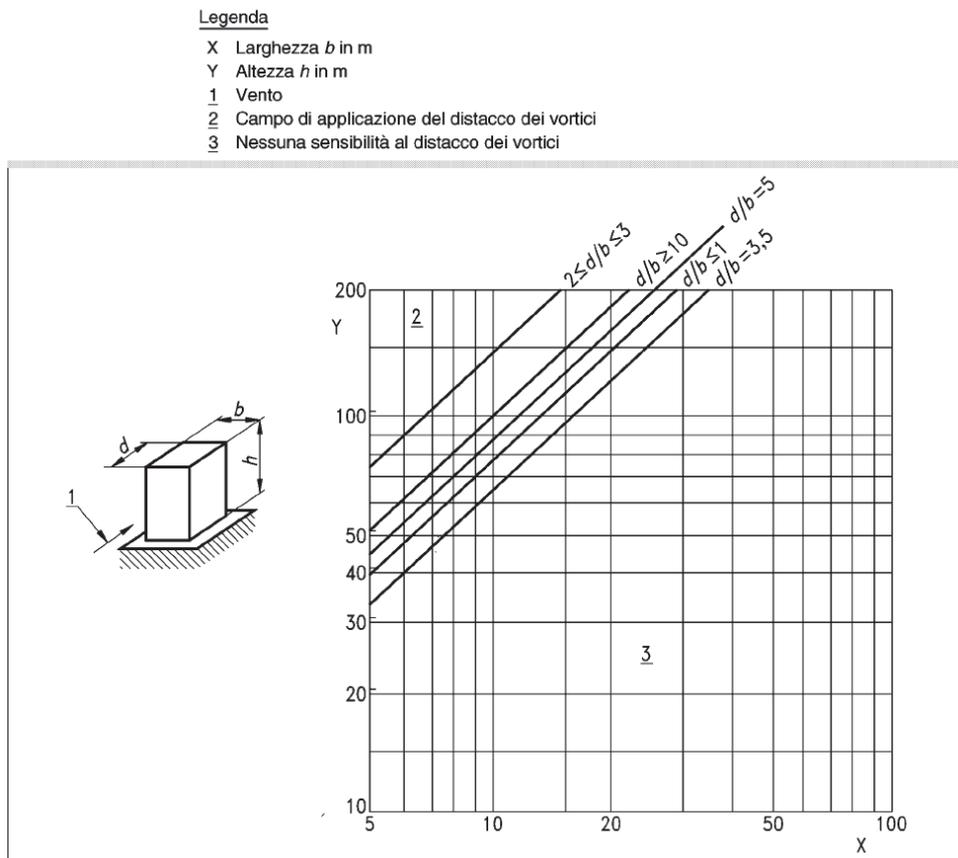


Figura 7.21: Criteri per edifici per distacco di vortici e “galloping”, [17].

Provando ad utilizzare questo grafico per il caso studio per ciascuna direzione del vento (lato lungo e lato corto):

## 1. vento incidente sul lato lungo

- $d = 24 \text{ m}$ ;
- $b = 60 \text{ m}$ ;
- $h = 207 \text{ m}$ ;
- $d/b = 0,4 < 1$ ;
- si ricade nella zona 3, nessuna sensibilità al distacco di vortici.

## 2. vento incidente sul lato corto

- $d = 60 \text{ m}$ ;
- $b = 24 \text{ m}$ ;
- $h = 207 \text{ m}$ ;
- $d/b = 2,5$ ;
- si ricade nella zona 3, nessuna sensibilità al distacco di vortici.

Secondo quanto proposto dalla normativa, la torre Isozaki non è soggetta al fenomeno del distacco dei vortici. Un ulteriore metodo, proposto dall'attuale eurocodice (EN 1991-1-4:2005) è quello che gli effetti del distacco dei vortici non deve essere tenuto in conto se:

$$v_{cr} > 1,25 \cdot v_m$$

dove

$$v_{cr} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St}$$

La velocità media a cui si fa riferimento è quella relativa all'altezza equivalente ( $z_{eq}$ ), con un tempo di ritorno pari a 50 anni,  $v_m = 33 \text{ m/s}$ .

## 1. vento incidente sul lato lungo

- $f = 0,1389 \text{ Hz}$ ;
- $b = 60 \text{ m}$ ;
- $St = 0,12$ ;
- $v_{cr} = 69,45 \text{ m/s}$ ;
- $v_{cr} > 1,25 \cdot v_m$ , no distacco vortici.

## 2. vento incidente sul lato corto

- $f = 0,1887 \text{ Hz}$ ;
- $b = 24 \text{ m}$ ;
- $St = 0,06$ ;
- $v_{cr} = 75,48 \text{ m/s}$ ;
- $v_{cr} > 1,25 \cdot v_m$ , no distacco vortici.

### 7.2.3 Fenomeni aeroelastici

I fenomeni del galloping, divergenza e flutter sono fenomeni di natura aeroelastica, possono anch'essi essere valutati secondo la normativa (EN 1991-1-4:2005), anche se è fortemente consigliato lo studio in galleria del vento su modello in scala per definire meglio le sollecitazioni indotte da questi fenomeni. Nella tesi qui presentata non si fa riferimento a questi fenomeni, in quanto lo studio è focalizzato sulla definizione del comfort abitativo e che quindi fa riferimento a velocità del vento ridotto, in quanto il tempo di ritorno assunto è inferiore. Comunque una verifica molto sbrigativa permette di capire se questi fenomeni possono innescarsi, semplicemente valutando se il rapporto tra le dimensioni trasversali ( $d/b$ ). Se tale rapporto è superiore a 4, devono essere tenuti in conto gli effetti di divergenza e flutter. Per il caso specifico della torre Isozaki, il rapporto tra le dimensioni trasversali è pari a  $d/b = 60/24 = 2,5 < 4$ , sono da escludere gli effetti aeroelastici appena descritti per l'edificio oggetto dello studio.

### 7.3 Modello a 2 g.d.l.

L'introduzione di questo modello molto semplice, permette di fare alcune considerazioni di base sul TMD e di capire bene il suo funzionamento, mettendolo a confronto con risultati analitici presenti in letteratura [2].

Nella fattispecie, si è fatto riferimento alla relazione di calcolo della struttura, eseguita dallo studio di progettazione incaricato dalla ditta vincitrice dell'appalto per la costruzione della Torre; in particolare si sono ricavati i dati relativi ai modi di vibrare, calcolati supponendo il suolo rigido o deformabile (vedi tabella 7.4). I risultati sono poi stati confrontati con quelli ottenuti dalla galleria del vento. Per lo studio presentato, si è scelto di fare riferimento al caso di incastro perfetto alla base.

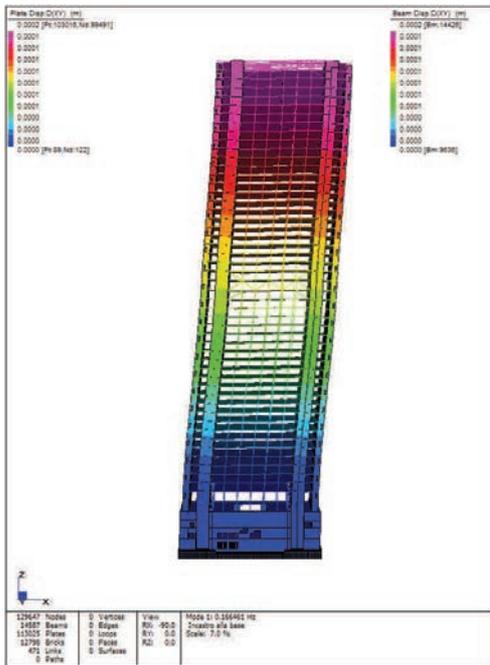
Tabella 7.4: Modi di vibrare.

Modello	modo 1 [Hz]	modo 2 [Hz]	modo 3 [Hz]
FEM	0,1665	0,2087	0,3832
galleria vento	0,1389	0,1887	0,3333

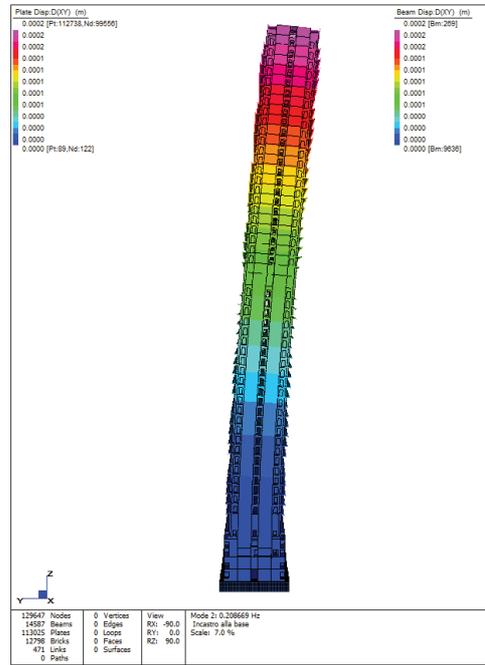
Come si può facilmente notare dalle figure che mostrano le deformate corrispondenti ai tre principali modi di vibrare, il primo modo rappresenta la tipica deformata tagliante, il secondo una deformata flessionale e il terzo di tipo torsionale.

Si ricorda che le rappresentazioni dei modi di vibrare, definiti nelle figure della pagina seguente, sono tratti dalla relazione di calcolo presentata dallo studio di progettazione incaricato dalla ditta vincitrice dell'appalto per la costruzione della torre. Sapendo che lo studio tecnico ha considerato il terreno rigido o deformabile ed ha definito una variazione nei modi di vibrare che si aggira attorno al 10%. Note queste differenze, si è scelto di affrontare le analisi successive ipotizzando il terreno come rigido e di definire le caratteristiche dinamiche (modi di vibrare) dei modelli che verranno creati, confrontando i risultati con quelli ottenuti in galleria del vento. Non sapendo come il modello della galleria del vento sia stato costruito, si ipotizza la sua qualità nel rappresentare le caratteristiche della torre.

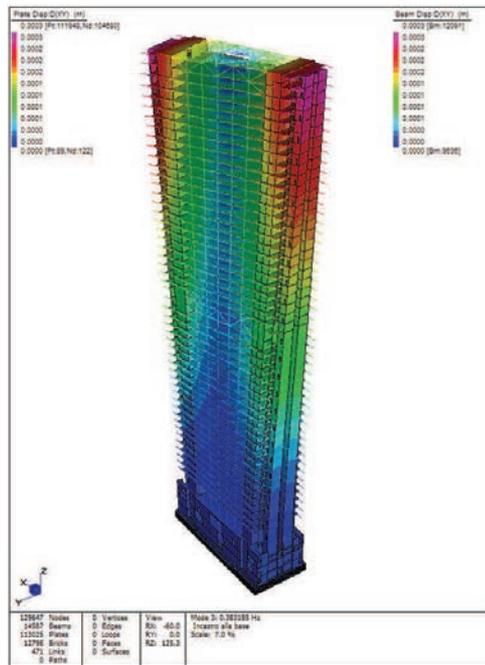
Si è scelto di procedere considerando il primo modo di vibrare per accordare il TMD, perciò i dati ricavati dalla relazione utili allo studio sono la frequenza di oscillazione, la massa partecipante e la rigidezza nella direzione del modo considerato.



(a) *modo 1.*



(b) *modo 2.*



(c) *modo 3.*

Figura 7.22: Modi di vibrare relazione di calcolo.

Gli schemi adottati per risolvere il problema sono i seguenti:

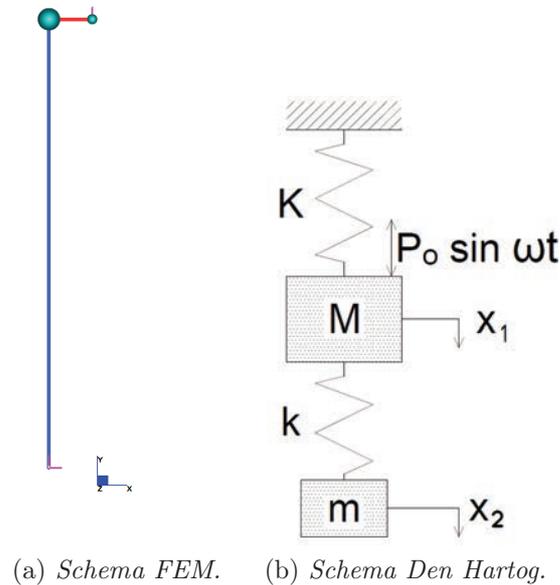


Figura 7.23: Schema modello 2 g.d.l.

- frequenza:  $f = 0,1665 Hz$
- massa:  $M = 4,2839 \cdot 10^7 kg$
- rigidezza:  $K = 4,6863 \cdot 10^7 N/m$

Il modello numerico è stato creato con tre nodi, un elemento beam che schematizza la struttura principale ed un elemento truss che schematizza il collegamento tra la massa principale (posta in sommità della trave) e la massa secondaria. Le masse traslazionali sono concentrate nei nodi superiori, mentre il nodo che sta alla base è vincolato come incastro. Nelle analisi che seguono non è stato computato lo smorzamento intrinseco della struttura primaria. Il primo passo dell'analisi consiste nella valutazione dell'inerzia dei quattro nuclei rispetto all'asse  $x$ , vedi figura 7.24.

$$J_{xx} = \frac{1}{12} \cdot 1,2 \cdot 4,8^3 + 2 \cdot [9,25 \cdot 0,8 \cdot 2,8^2] = 127,0912 \quad m^4 \quad (7.1)$$

Nota l'inerzia di un nucleo, è possibile creare un elemento trave di inerzia equivalente ( $4 \cdot J_{xx}$ ) che simula il comportamento dell'edificio. Nella fattispecie

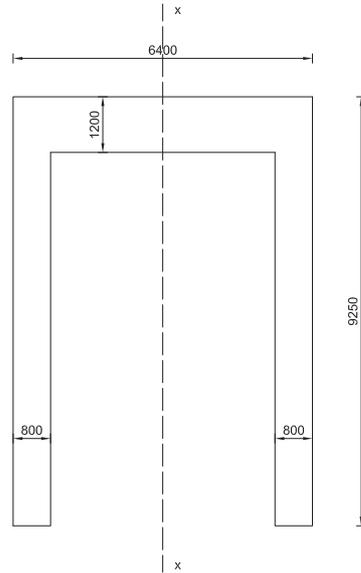


Figura 7.24: Dimensioni nucleo tipo.

si è scelto di utilizzare un elemento beam a sezione circolare, ottenendo i seguenti risultati:

$$J_{xx} = \frac{\pi D^4}{64} \Rightarrow D = \sqrt[4]{\frac{64 J_{xx}}{\pi}} = 10,0879 \quad m \quad (7.2)$$

Nota la massa modale, è possibile ricavare la rigidezza del sistema ad 1 g.d.l., che risulterà essere simile a quella scritta precedentemente nei dati del problema.

$$K = 4\pi^2 \cdot f^2 \cdot M = 4,6884 \cdot 10^7 \quad N/m \quad (7.3)$$

Nota  $K$ , è possibile definire la lunghezza del beam equivalente in modo che abbia la stessa rigidezza posseduta dall'edificio per il primo modo di vibrare. Come mostrato nella figura 7.25, l'elemento trave è incastrato alla base e libero di muoversi in sommità, dunque la rigidezza di questo elemento può essere scritta nella forma:

$$K = \frac{3EJ}{l^3} \Rightarrow l = \sqrt[3]{\frac{3EJ}{K}} = 104,96 \quad m \quad (7.4)$$

Posto il modulo elastico del calcestruzzo pari ad  $E = 35,547 \cdot 10^6 \text{ kPa}$ .



Figura 7.25: Schema mensola.

Noti dunque queste caratteristiche, è possibile risolvere il problema mediante codice FEM, il quale ha dato il seguente risultato in termini di frequenza di oscillazione:

$$f' = 0,1677 \text{ Hz}$$

Facendo riferimento alla frequenza presa dalla relazione di calcolo, si deduce il seguente errore relativo:

$$\Delta = 0,72 \%$$

Una volta verificato che il modello semplificato descrive correttamente il comportamento della struttura reale, è possibile inserire in sommità una massa aggiuntiva e confrontare la soluzione analitica con quella numerica per poter capire il funzionamento di questo dispositivo. Con riferimento a quanto indicato in [2] e al paragrafo 2.2 si calcolano i parametri del TMD nella condizione di assenza o presenza di smorzamento. Scelta la massa da assegnare al TMD, si determina la rigidità dell'elemento che congiunge la massa principale a quella secondaria in modo che la frequenza di oscillazione della massa assorbente sia equivalente a quella della massa principale. Successivamente si applica una forzante esterna ciclica per verificare l'andamento nel tempo degli spostamenti di entrambe le masse.

### 7.3.1 Assenza di smorzamento

Scelto un rapporto di massa  $\mu = 1/5$ , si definiscono le seguenti quantità riferite alla massa principale e alla massa assorbente, riassunte nella tabella 7.5.

Tabella 7.5: Parametri massa principale e TMD.

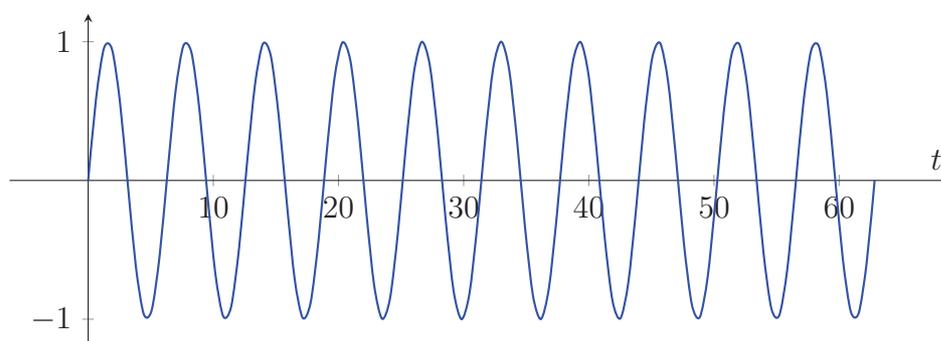
	Massa Principale	Massa Assorbente
massa [kg]	$4,2839 \cdot 10^7$	$8,5678 \cdot 10^6$
rigidezza [kN/m]	$4,6884 \cdot 10^4$	$9,5127 \cdot 10^3$
frequenza [rad/s]	1,0537	1,0537

Inseriti i valori di questi parametri all'interno del modello FEM semplificato (vedi Figura 7.23a) è stato possibile definire il valore delle due frequenze di oscillazione del sistema, in quanto l'aggiunta di un ulteriore grado di libertà implica la formazione di due modi di vibrare anziché uno. La tabella che segue mostra sinteticamente i risultati ottenuti mediante modellazione ad elementi finiti (Straus7) e quelli ottenuti dalla relazione analitica.

Tabella 7.6: Frequenze per  $\mu = 1/5$ .

Frequenza [Hz]	FEM	Analitica
$f_1$	0,2094	0,2093
$f_2$	0,1344	0,1343

Come si può facilmente notare, i risultati sono praticamente analoghi. Il passo successivo dell'analisi consiste nell'applicare alla massa principale un carico armonico che varia nel tempo e di verificare gli spostamenti indotti in entrambe le masse. Si è scelto di impostare l'esperimento applicando un carico con frequenza equivalente alla frequenza di oscillazione della massa principale e di conseguenza a quella assorbente. Come si può facilmente dedurre dalla relazione 2.23, pagina 22; la massa primaria rimane ferma, mentre quella assorbente si muove in contro fase rispetto alla forza. Si rappresentano di seguito i risultati ottenuti.



Il segnale sinusoidale è caratterizzato dal seguente periodo e frequenza:

$$T = 5,9616 \text{ s}$$

$$\omega = \Omega_n = \omega_a = 1,0539 \text{ rad/s}$$

Mettendo a confronto gli spostamenti ottenuti dalla soluzione analitica con quella numerica si ottiene il risultato mostrato in figura 7.27a, 7.27b, 7.27c, 7.27d; da ricordare che l'intensità del carico è pari a  $1000 \text{ kN}$ .

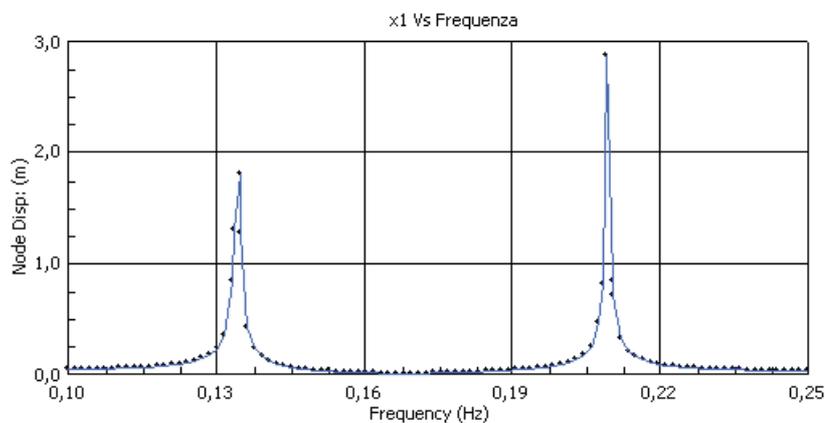
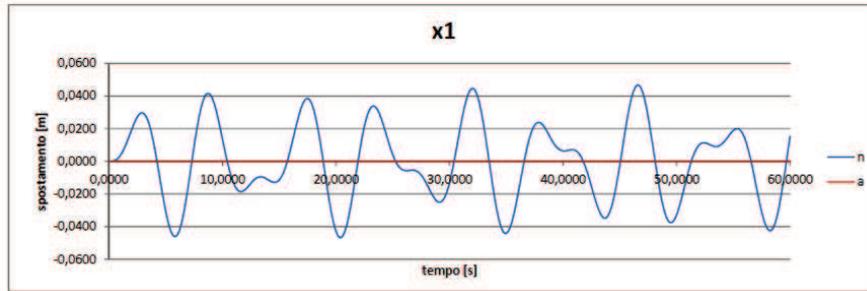
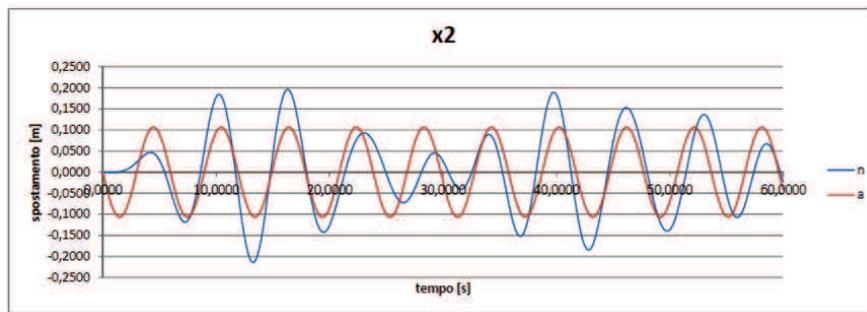
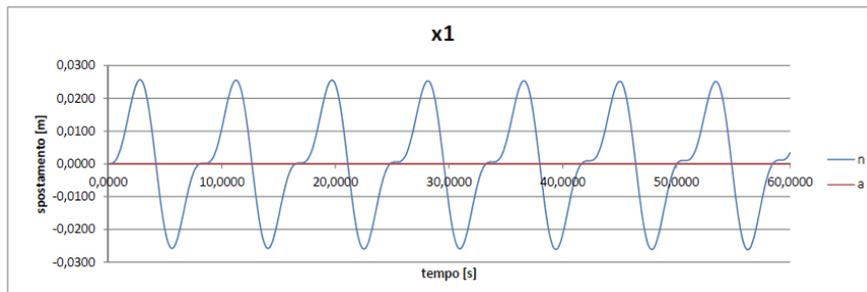
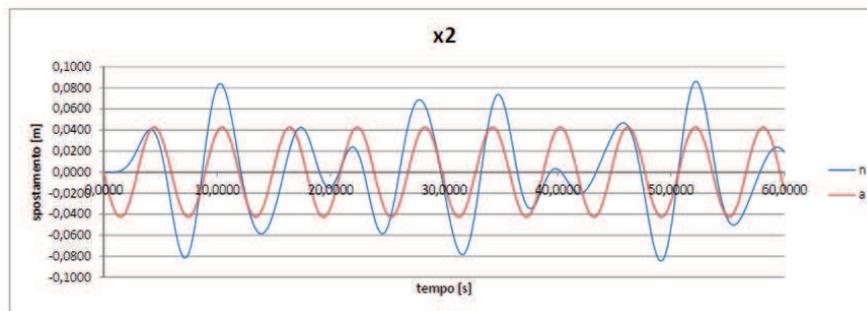


Figura 7.26: Spostamento della massa principale al variare della frequenza della forza applicata.

Come si può facilmente rilevare dai risultati ottenuti, non si ha la coincidenza perfetta tra la soluzione analitica e la soluzione numerica. Questo fenomeno è dovuto al fatto che la frequenza di oscillazione della forza non è perfettamente “accordata” con quella del sistema. Infatti se si esegue nel programma ad elementi finiti una analisi armonica (è un’analisi che consiste nel applicare un carico sinusoidale facendone variare la frequenza all’interno di

(a) massa principale ( $x_1$ ),  $\mu = 0,2$ .(b) massa assorbente ( $x_2$ ),  $\mu = 0,2$ .(c) massa principale ( $x_1$ ),  $\mu = 0,5$ .(d) massa assorbente ( $x_2$ ),  $\mu = 0,5$ .Figura 7.27: Spostamenti massa principale ( $x_1$ ) e massa assorbente ( $x_2$ ).

un certo intervallo) si può notare, che per la frequenza pari a quella del sistema principale, lo spostamento ( $x_1$ ) è minimo ma non nullo. Questo aspetto si può facilmente notare nella figura 7.26, tratta dall'output di Straus7.

Degno di nota è anche il fatto che all'aumentare del rapporto di massa ( $\mu$ ) la differenza tra i risultati si riduce. Il motivo di questo si può ricercare analizzando i grafici di figure 7.28 e 7.29. Al variare del rapporto di massa  $\mu$  si nota un allontanamento degli asintoti verticali, quindi la funzione al suo interno ha un andamento più "arrotondato" rispetto a quando gli asintoti sono più vicini tra loro. Per questo motivo, se viene fissata una frequenza di oscillazione della forzante esterna non coincidente (anche se di poco) con la frequenza di oscillazione del sistema primario, non si ricade più nella situazione limite in cui la massa principale è ferma e quella secondaria si muove in contro-fase rispetto alla forza.

Nonostante questo piccolo errore presente nei risultati, il funzionamento del TMD è garantito, in quanto per un fissato tempo lo spostamento della massa primaria è di circa cinque volte più piccolo di quella secondaria.

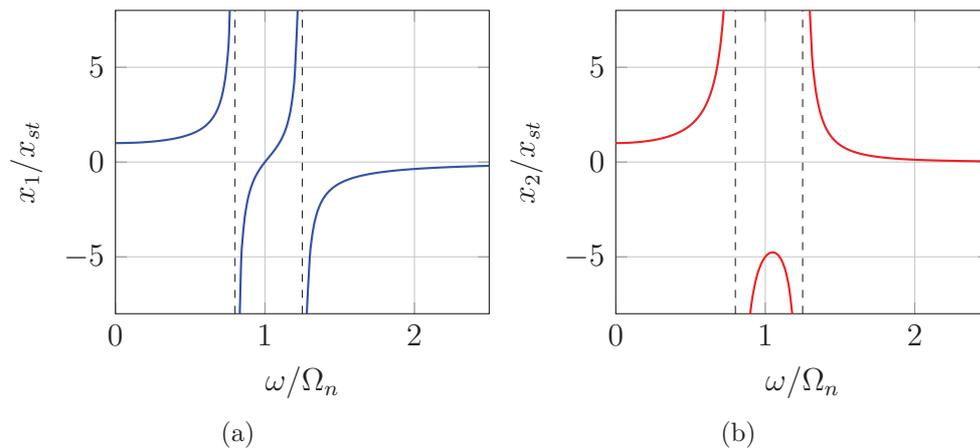


Figura 7.28:  $x_1/X_{st}$  e  $x_2/X_{st}$ , per  $\mu = 0,2$  e  $\omega_a = \Omega_n$

Viste le problematiche connesse all'utilizzo di un dispositivo ausiliario per ridurre gli spostamenti indotti in un edificio alto, si presenta nel seguito un confronto fra gli spostamenti per il sistema senza e con l'ausilio di uno smorzatore.

Se dunque impostiamo una frequenza di oscillazione della forza, pari al modo di vibrare caratteristico del sistema senza lo smorzatore, gli spostamenti nel tempo tendono ad infinito, si manifesta quindi il fenomeno della *risonanza*, che porta progressivamente al collasso la struttura. Se invece si aggiunge alla massa principale una massa che vibra con la medesima frequenza, gli

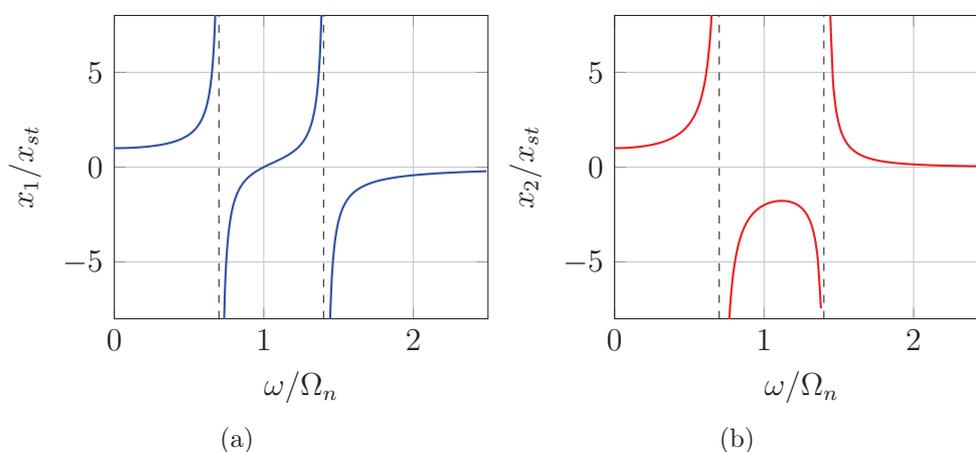


Figura 7.29:  $x_1/X_{st}$  e  $x_2/X_{st}$ , per  $\mu = 0,5$  e  $\omega_a = \Omega_n$

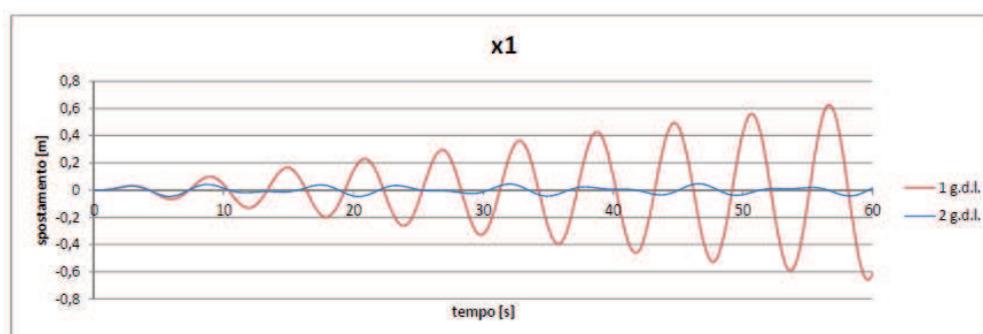


Figura 7.30:  $x_1$  senza/con TMD.

spostamenti vengono abbattuti di molto, ma di importanza ancora maggiore, non si verifica più il fenomeno della *risonanza*.

È possibile controllare il comportamento del TMD rappresentando l'andamento degli spostamenti della massa principale rispetto alla frequenza, anziché il tempo. Per ottenere questo andamento, è possibile applicare la *trasformata di Fourier* degli spostamenti. Applicando il metodo FFT (*Fast Fourier Transform*) all'intervallo di valori che rappresenta l'andamento nel tempo degli spostamenti della massa principale (senza/con smorzatore) si può ottenere lo sviluppo dell'ampiezza del segnale in funzione della frequenza. Da notare il fatto che la risposta per il sistema ad un solo grado di libertà è infinita per il valore di frequenza di risonanza, mentre l'aggiunta del secondo grado di libertà abbatte notevolmente l'ampiezza del segnale, con la formazione di due punti di massimo, che corrispondono alle frequenze dei modi di vibrare del sistema a due gradi di libertà. La figura 7.31 mostra il concetto appena

esposto.

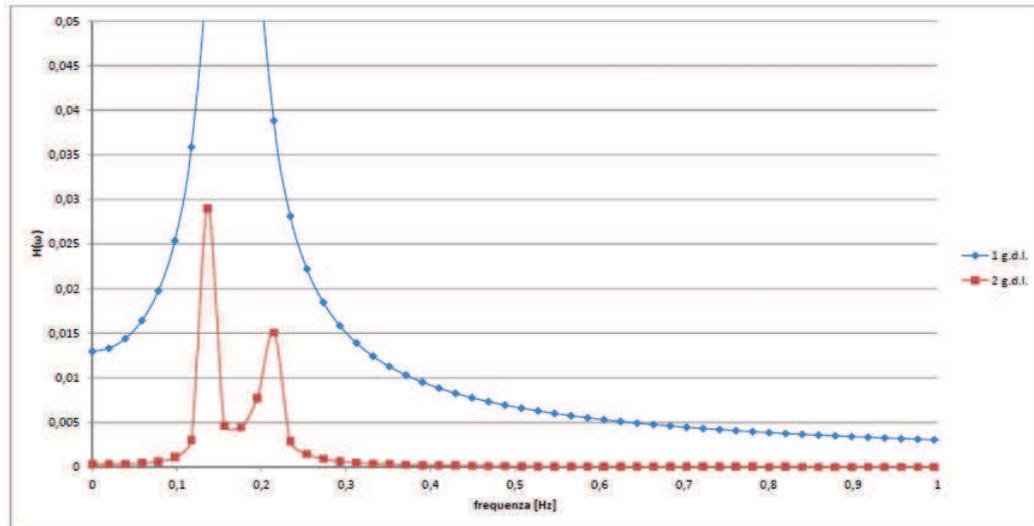


Figura 7.31: Trasformata di Fourier dello spostamento  $x_1$  con  $c/c_{cr} = 0$ .

### 7.3.2 Presenza di smorzamento

Se ora si applica all'elemento asta uno smorzamento, si può notare che le oscillazioni oltre alla diminuzione dell'ampiezza di oscillazione, gli spostamenti, tendono nel tempo ad essere ridotti, fino ad annullarsi. Da notare il fatto che tale smorzamento è applicato solamente al collegamento tra la massa primaria e secondaria, questo per seguire la stessa trattazione indicata in [2].

Se dunque si ipotizza di fissare un rapporto di smorzamento

$$\frac{c}{c_{cr}} = 0,1$$

dove

$$c_{cr} = 2 \cdot m \cdot \Omega_n$$

e quindi, lo smorzamento da imprimere alla massa secondaria è pari a

$$c = 1,8056 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$$

Inserendo questo valore all'interno del programma ad elementi finiti come proprietà intrinseca dell'elemento asta. Risolvendo il problema dinamico lineare con il programma *Straus7* si ricavano i seguenti risultati in termini di spostamento della massa primaria. Diversamente dalle immagini precedenti,

qui si espone un'immagine in cui l'asse dei tempi è stata dilatata, passando da un intervallo di 60 secondi a 120; questa scelta è necessaria per poter avere una buona rappresentazione degli effetti dello smorzamento, che non si manifestano istantaneamente, ma dopo un certo tempo (vedi Figura 7.32).

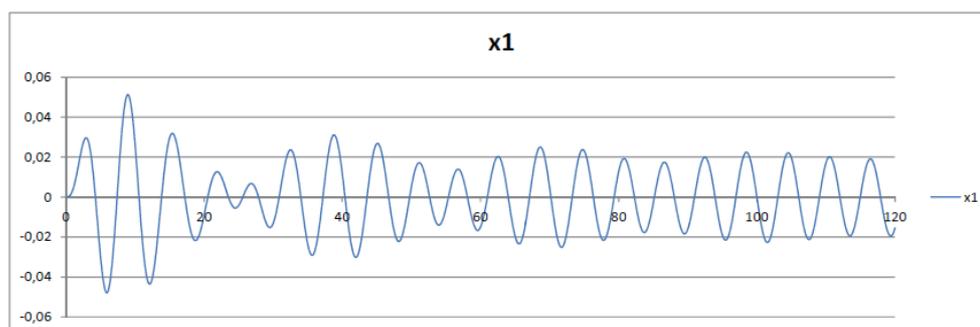


Figura 7.32: Andamento  $x_1$  con smorzamento in  $x_2$ .

È oltremodo interessante, come per il caso precedente in assenza di smorzamento, mostrare l'andamento al variare delle frequenze dello spostamento  $x_1$ , applicando dunque la trasformata di *Fourier* sull'andamento nel tempo degli spostamenti smorzati (Figura 7.33).

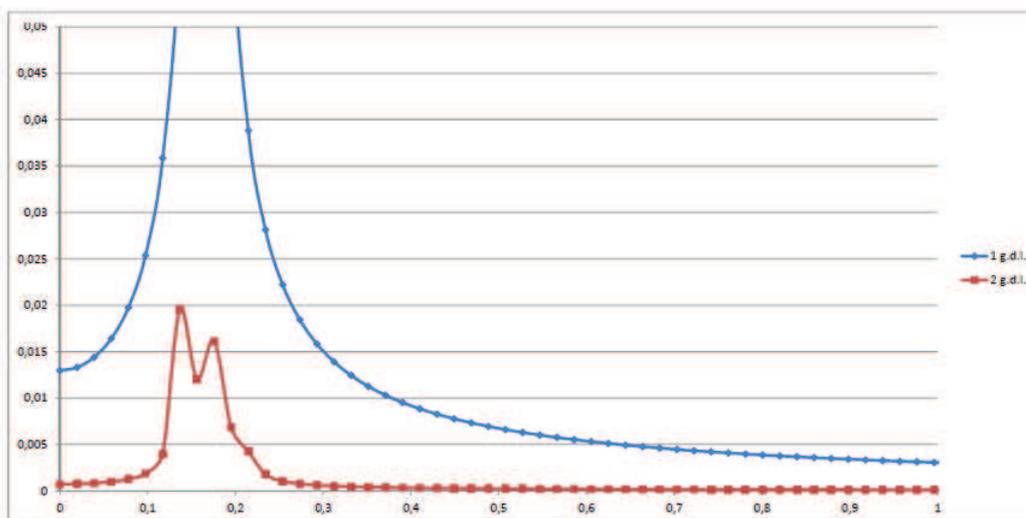


Figura 7.33: Trasformata di Fourier dello spostamento  $x_1$  con  $c/c_{cr} = 0,1$ .

Come è intuitivo pensare, confrontando la figura 7.33 con la figura 7.32, si nota lo stesso andamento nel dominio delle frequenze dello spostamento  $x_1$ , ma che risulta ulteriormente ridotto dalla presenza dello smorzamento,

infatti in assenza di smorzamento il massimo spostamento è pari a  $0,03m$ , in presenza di smorzamento  $0,02m$ .

### **Conclusioni**

Alla luce dei risultati ottenuti, è facile pensare alla possibilità di adattare questo problema ad un sistema più complicato, cioè formato da più gradi di libertà, in cui possa anche essere tenuto conto anche lo smorzamento intrinseco della struttura. Tale problematica viene negli ultimi anni sempre più affrontata in ambito di ricerca, in particolare per determinare i parametri ottimali (posizione, rigidità e smorzamento) che deve possedere il TMD, in modo da minimizzare al massimo la risposta della struttura in termini di spostamento, velocità ed accelerazione.

## 7.4 Modello ad $n$ g.d.l.

Il passo successivo dell'analisi è quello di considerare l'edificio non come un sistema ad un solo grado di libertà con massa concentrata all'estremità, ma come un elemento, in cui la massa è distribuita nei diversi piani e quindi che forma un sistema ad  $n$  gradi di libertà. Da considerare il fatto che nonostante il modello sia a più gradi di libertà, il comportamento dell'edificio è studiato nel piano, in particolare nella direzione del primo modo di vibrare, che è quello a cui si vuole accordare il TMD.

### 7.4.1 Calibrazione del modello

Prima di studiare l'ottimizzazione dei parametri dello smorzatore a massa accordata, è necessario definire le caratteristiche dinamiche del sistema ad  $n$  gradi di libertà nel piano, in modo che siano equivalenti a quelle dell'edificio. Per questo motivo si definiscono le caratteristiche geometriche di una trave equivalente che abbia la stessa frequenza di oscillazione del primo modo di vibrare, che è quello per cui si vuole accordare il TMD. Nel seguito si esplicano i calcoli necessari alla definizione del modello equivalente:

#### Dati

- massa:  $M = 4,2839 \cdot 10^7 \text{ kg}$
- rigidezza:  $K = 4,6863 \cdot 10^7 \text{ N/m}$

Si distribuisce la massa lungo l'altezza dell'edificio ( $H \approx 220\text{m}$ )

$$m = \frac{M}{H} = 194\,722.7273 \text{ kg/m}$$

Se si fa riferimento alla figura 7.22a a pagina 93, si nota che la torre presenta una tipica deformata tagliante, per questo motivo lo schema di calcolo semplificato non può più fare riferimento alla mensola semplicemente incastrata, ma ad un comportamento come mostrato in figura 7.34.

Con riferimento alla deformata rappresentata nella figura 7.34, si può definire la rigidezza del sistema come:

$$K = \frac{12EJ}{l^3}$$

Sapendo che

$$E = 35,547 \cdot 10^6 \text{ kPa}$$

è possibile ricavare l'inerzia  $J$  da inserire nel modello ad elementi finiti



Figura 7.34: Schema deformata tagliante.

$$J = \frac{Kl^3}{12E} = 1169,805 \quad m^4$$

Nota dalla letteratura la formula per il calcolo del periodo di oscillazione

$$E = \left( \frac{2\pi}{1,875^2 T} \right)^2 \frac{mH^4}{J} \quad \text{con } m[kg/m]$$

Rimaneggiando la formula è possibile ricavare il periodo

$$T = \frac{2\pi}{1,875^2} \sqrt{\frac{mH^4}{EJ}} = 5,92 \quad s$$

Nota dunque la frequenza  $f = 0,1689Hz$  e confrontata con la frequenza del modello ad elementi finiti realizzato dallo studio di progettazione della torre, si ha un errore relativo  $\Delta = 1,4\%$ .

Inserendo lo stesso modello all'interno del codice ad elementi finiti creato con un singolo elemento trave, con massa distribuita lungo l'altezza ed inerzia pari a quella ottenuta dalle relazioni precedenti si perviene al medesimo risultato in termini di frequenza. Una volta definito questo modello, è possibile studiare la posizione ottimale di uno o più TMD e definire i parametri che lo caratterizzano (rigidezza e smorzamento).

## 7.4.2 Ottimizzazione parametri TMD

Secondo quanto trattato fino ad ora, l'attenzione si è focalizzata sul funzionamento dello smorzatore a massa accordata (TMD), senza entrare nel merito

del suo posizionamento e dei parametri che lo costituiscono. Si vuole dunque nel seguito esporre parte di una serie di studi fatti in ambito di ricerca, sulla definizione delle caratteristiche ottimali degli assorbitori dinamici di vibrazioni.

Nella letteratura è possibile trovare due metodi largamente usati, detti  $H_\infty$  e  $H_2$ . Il metodo  $H_\infty$  mira alla minimizzazione del massimo valore della funzione di risposta in frequenza (*frequency response function*); tale metodo è conveniente utilizzarlo quando le funzioni di carico sono armoniche o contengono frequenze distinte. L'ottimizzazione  $H_2$ , invece, minimizza l'area al di sotto della funzione di risposta in frequenza; tale approccio è preferibile quando l'eccitazione esterna è random, come il carico da vento.

### Prima pubblicazione

Questa pubblicazione realizzata da *Omer F. Tigli* pubblicata nel 2012, mira alla definizione dei parametri ottimali come rigidità e smorzamento di un sistema a due gradi di libertà soggetto a carichi random. Il processo di ottimizzazione consiste nel minimizzare la varianza degli spostamenti, velocità ed accelerazione della massa principale, che nel caso presentato è dotata di smorzamento proprio, [6].

La pubblicazione propone delle equazioni in forma chiusa per l'ottima progettazione di TMD installati su strutture smorzate soggette a carichi random, attraverso la minimizzazione della media quadratica di tre quantità caratteristiche della massa principale: spostamento, velocità ed accelerazione.

Il sistema a due gradi di libertà studiato in questa pubblicazione è rappresentato in figura 7.35. I movimenti della massa primaria ( $m_1$ ) e della massa assorbente ( $m_2$ ) relative al terreno dovute ad una forza  $P(t)$  agente sulla massa primaria sono rappresentati da  $x_1(t)$  ed  $x_2(t)$ . La massa principale è connessa al terreno attraverso una molla di rigidità  $k_1$  e uno smorzatore viscoso di costante  $c_1$ . La massa assorbente è connessa alla massa primaria attraverso una molla di rigidità  $k_2$  e uno smorzatore viscoso con costante  $c_2$ . L'equazione del moto per il sistema può essere scritta come

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{P}(t)$$

dove le matrici di massa, rigidità e smorzamento e i vettori forza e spostamento sono dati da

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{x} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{P} = \begin{bmatrix} p \\ 0 \end{bmatrix}$$

dove  $p = Pe^{i\omega t}$ , dove  $\omega$  è la frequenza angolare ed  $i = \sqrt{-1}$ . La soluzione per il vettore spostamento può essere riscritto nel dominio delle frequenze come

$$x = \mathbf{H}(\omega)\mathbf{P}$$

dove  $H(\omega)$  è la matrice della funzione di risposta in frequenza, data da

$$H(\omega) = (-\omega^2\mathbf{M} + i\omega\mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1}$$

La minimizzazione di questa funzione permette di determinare i parametri ottimali dello smorzatore. La scrittura della varianza della funzione  $H(\omega)$  relazionata rispetto agli spostamenti, velocità ed accelerazioni, può essere composta attraverso delle relazioni polinomiali. Per la minimizzazione della risposta in termini di spostamento ed accelerazione le equazioni ottenute sono approssimate, mentre per quanto riguarda la velocità, sono esatte. Da notare il fatto che lo smorzamento della massa secondaria ( $m_2$ ), è fortemente dipendente dallo smorzamento della massa principale. Confrontando i risultati ottenuti con quelli presenti in letteratura, si può affermare che il metodo proposto è affidabile. Per contro questa trattazione non tiene conto, come per altro lo è nella realtà, del fatto che il sistema principale (edificio) è costituito da più gradi di libertà.

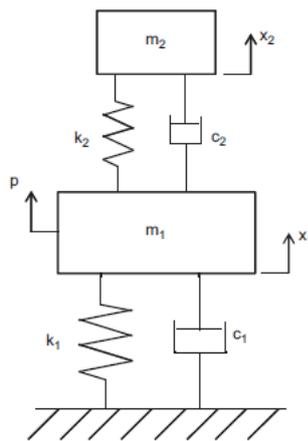


Figura 7.35: Sistema a 2 g.d.l.

### Seconda pubblicazione

Questa pubblicazione presentata da *Y. Arfiadi e M.N.S. Hadi* nel 2011, [7], definisce l'ottimizzazione delle proprietà e posizione di TMDs mediante l'utilizzo dell'algoritmo genetico (*genetic algorithm*). Tale algoritmo è suddiviso a sua volta in due parti, una per lo studio dell'ottimo della posizione (*binary coded genetic algorithm*) e uno per la definizione delle caratteristiche ottimali di rigidità e smorzamento (*real coded genetic algorithm*). Questo algoritmo sfrutta il concetto dell'evoluzione proposto da Darwin, per cui date una serie di famiglie di soluzioni iniziali, l'algoritmo genera delle soluzioni migliori a partire da quelle iniziali fino a che non venga minimizzata la funzione obiettivo. La funzione obiettivo è, per il caso presentato ora, la norma della funzione  $H_2$ , definita precedentemente. La pubblicazione presenta degli esempi in cui la sollecitazione agente è un terremoto e confronta i risultati con altri metodi presenti in letteratura.

La qualità di questo approccio sta nel fatto che non vengono dati limiti nei gradi di libertà con cui è schematizzata la struttura principale e nemmeno il numero di dispositivi (TMDs) da inserire. Il vantaggio nell'utilizzo di questo algoritmo per l'ottimizzazione sta nel fatto che nonostante le soluzioni iniziali scelte siano arbitrarie, l'algoritmo raggiunge sempre il punto di ottimo.

### Terza pubblicazione

Questa terza pubblicazione proposta da *Fereidoun Amini e Pedram Ghaderi* nel 2013, [8], presenta un ulteriore metodo per la valutazione dell'ottima localizzazione dei dispositivi di smorzamento e dell'individuazione delle caratteristiche ottimali (rigidità e smorzamento) di smorzatori a massa accordata, attraverso un metodo euristico detto *harmony search* (HS). Anch'esso mira alla definizione di un algoritmo che cerca automaticamente di ottimizzare le variabili scelte, a partire da valori arbitrari definiti all'inizio dell'analisi.

### Quarta pubblicazione

Quest'ultima divulgazione presentata da *G. Agranovich e Y. Ribakov* nel 2009, [9], fa riferimento a smorzatori di tipo attivo, quindi diversi dal caso studiato nella tesi, ma comunque degni di nota. L'analisi propone di applicare all'edificio un sisma (basato su un segnale di tipo rumore bianco). Il procedimento si basa su tre passaggi: in un primo momento si applica all'edificio privo di smorzatori il sisma e si registra il suo comportamento, il secondo passo consiste nell'applicare a ciascun piano uno smorzatore e, risolvendo nuovamente l'equazione del moto, si calcola l'energia richiesta ad

ogni piano per dissipare quella in ingresso dovuta all'azione del terremoto; definito dunque il piano in cui è richiesta la maggiore dissipazione, si procede all'ultimo passaggio in cui si ottimizza la soluzione scegliendo il numero di TMD e il loro posizionamento in modo da minimizzare una certa funzione costo. L'ottimizzazione si basa dunque sulla massimizzazione della quantità di energia dissipata dallo smorzatore, definita da

$$E_i = \frac{1}{f_1 \cdot t_f} \int_0^{t_f} u_i(t) \dot{d}_i(t) dt$$

dove  $f_1$  è la frequenza di vibrazione del modo di vibrare dominante e  $t_f$  l'intervallo di tempo considerato. La quantità di energia dissipata per ciascun piano relativa all'energia totale (somma delle energie dissipate da tutti i dispositivi presenti) è scritta come

$$\delta E_i \% = \frac{E_i}{\sum_{k=1}^N E_k} \cdot 100\%$$

La posizione più efficiente per disporre lo smorzatore è quella in cui è massimo  $\delta E_i \%$ .

L'utilizzo di questo metodo, ha permesso di definire la quantità e la posizione ottimale degli smorzatori nei diversi impalcati dell'edificio, garantendo la stessa efficacia che si avrebbe ponendo gli smorzatori su ciascun piano, ma con un minor costo in termini di richiesta energetica da parte dei dispositivi. Il procedimento è affidabile anche per sollecitazioni naturali oltre che per segnali *white noise*.

### Scelta della tecnica di ottimizzazione

Tra i vari studi proposti precedentemente, si è scelto di adottare i risultati della ricerca fatta da *Omer F. Tigli*, assumendo la struttura principale come un sistema ad un grado di libertà dotato di una certa massa, rigidità e smorzamento a cui è collegato uno smorzatore a massa accordata anch'esso caratterizzato da una massa, rigidità e smorzamento. Nota la massa e lo smorzamento della massa principale, è possibile definire i parametri ottimali (rigidità e smorzamento) da assegnare allo smorzatore, in modo da ridurre l'accelerazione di picco. Alcuni semplici grafici mostrano qualche confronto basato sulle formule fornite, a cui si rimanda per la loro definizione in [6]. Sapendo che la pubblicazione prende come riferimento la minimizzazione della varianza della funzione di potenza spettrale riferita allo spostamento, alla velocità e all'accelerazione, si mostrano i tre criteri al variare del rapporto tra la massa dello smorzatore e la massa principale.

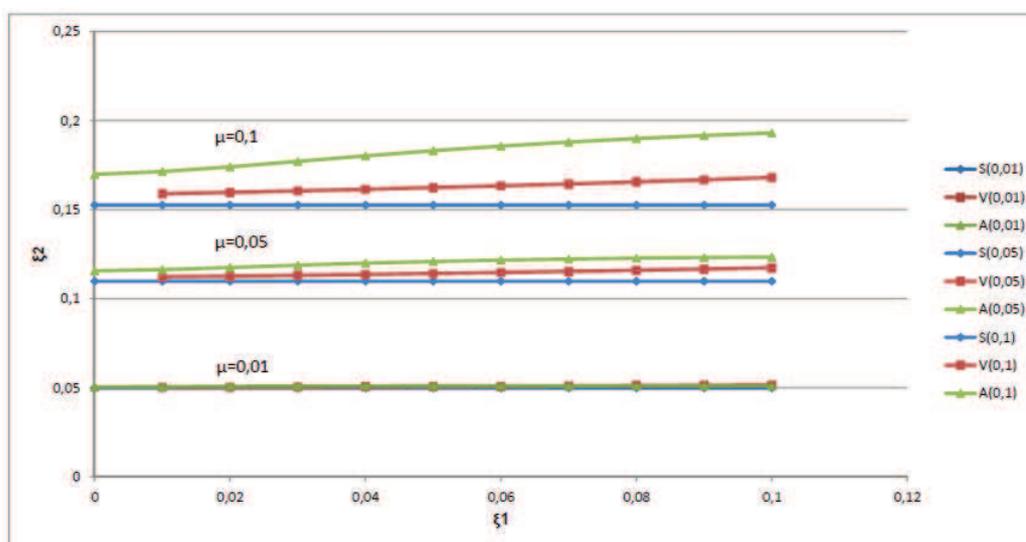


Figura 7.36: Confronti parametri ottimali TMD.

Secondo quanto rappresentato in figura 7.36, all'aumentare dei rapporti di massa e all'aumentare dello smorzamento della struttura principale, il valore del rapporto di smorzamento ottimale del TMD, da risultati diversi per i tre diversi metodi di ottimizzazione. Nonostante questa differenza, i valori sono in linea con le usuali formule presenti in letteratura [2].

### 7.4.3 Studio del modello ad n g.d.l.

Una volta conosciute le caratteristiche geometriche del modello piano ad  $n$  gradi di libertà equivalenti a quelle dell'edificio esistente, le azioni del vento agente e le caratteristiche ottimali dello smorzatore è possibile studiare il comportamento della struttura senza e con smorzatore per verificare la sua efficacia nella riduzione delle accelerazioni.

Il modello numerico realizzato all'interno del programma *Straus7* consiste in un elemento trave alto 200 metri e suddiviso in 20 parti, successivamente sono state attribuite le proprietà geometriche e di materiale secondo i seguenti punti:

- modulo elastico  $E = 3,5547 \cdot 10^7 Pa$ ;
- densità  $\rho = 1,852860 \cdot 10^3 kg/m^3$ ;
- area  $A = 1,051 \cdot 10^2 m^2$ ;
- inerzia  $I = 8,790 \cdot 10^2 m^4$ .

Fissate le seguenti quantità, sono state applicate ogni 20 metri di altezza delle forze concentrate unitarie, definendo dieci combinazioni di carico. A ciascun livello competerà un particolare andamento della forza nel tempo, secondo quanto detto nel paragrafo 7.2.1, a pagina 80. La fase successiva consiste nel calcolo dell'equazione del moto nel tempo (linear transient dynamic analysis) tenendo conto dello smorzamento strutturale mediante i coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  necessarie nel modello di Rayleigh, valutati per le frequenze pari a: primo modo di vibrare e alla frequenza di  $2\text{ Hz}$ ; il rapporto di smorzamento adottato per la struttura è pari all'1%.

Importante è sapere che questo modello è rappresentativo delle caratteristiche dinamiche, ma non geometriche dell'edificio, in quanto l'elemento trave è assunto con una sezione circolare equivalente. Per questo motivo i risultati ottenuti in termini di accelerazioni non possono essere confrontati con quelli effettivamente agenti sulla torre Isozaki, ma risultano essere un valido aiuto per capire se l'adozione di un dispositivo per smorzare le accelerazioni assolva correttamente lo scopo per cui è stato inserito. Le analisi considereranno la struttura senza la presenza del TMD e con l'installazione del TMD, valutando la differenza nei risultati per tre valori del rapporto di massa.

### Modello senza TMD

Analizzando in un primo momento il modello ad elementi finiti senza lo smorzatore a massa accordata, si ottiene il seguente risultato in termini di accelerazione del nodo posto a 200 metri di altezza; vedi figura 7.37.

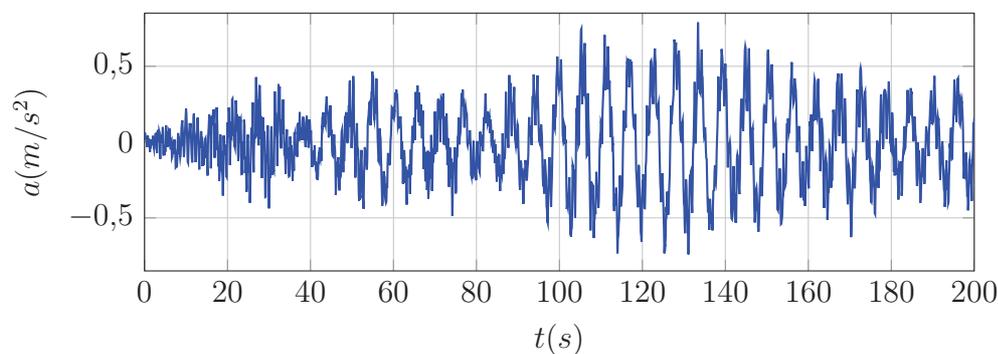


Figura 7.37: Accelerazione in  $z=200\text{m}$ .

Dall'andamento dell'accelerazione è possibile estrarre il valore dell'accelerazione di picco massima e minima, per il caso specifico i valori sono indicati in tabella.

Noto l'andamento dell'accelerazione nel tempo è possibile applicare la trasformata di *Fourier*, per comprendere su che valore di frequenza si ha il picco

accelerazione di picco ( $m/s^2$ )	
$a_{max}$	0,79
$a_{min}$	-0,74

di accelerazione. Come si può notare dalla figura 7.38, la risposta massima della struttura si ha per la frequenza coincidente con quella caratteristica del primo modo di vibrare; un ulteriore picco si manifesta in corrispondenza della frequenza del secondo modo, ma che si mantiene comunque inferiore al picco in corrispondenza della frequenza del primo modo.

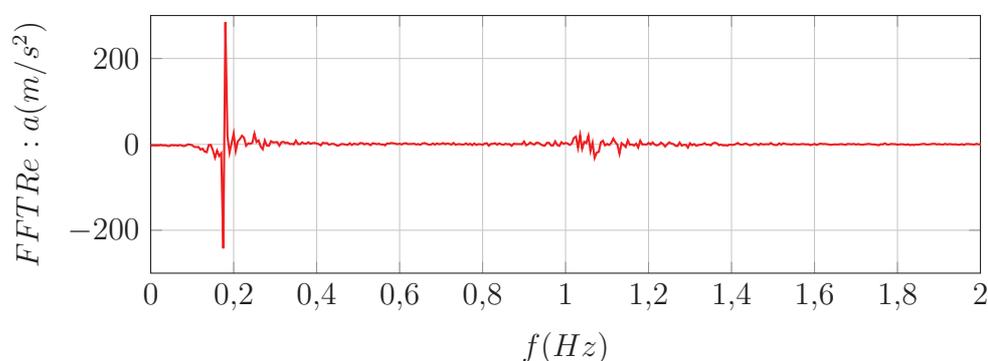


Figura 7.38: Trasformata di Fourier dell'accelerazione in  $z=200m$ .

### Modello con TMD

Se ora si ipotizza di installare un TMD in corrispondenza dell'ultimo livello dell'edificio, si ottengono i risultati esposti nel seguito per diversi valori del rapporto di massa ( $\mu$ ).

L'edificio è assimilabile ad un sistema ad un grado di libertà, una volta nota la massa partecipante nella direzione del moto e la frequenza di oscillazione del primo modo di vibrare, che è quello a cui si vuole accordare il TMD, è possibile determinare la rigidezza del sistema e successivamente è possibile definire le caratteristiche ottimali del dispositivo dissipativo.

- $\mu = 0,01$

Dall'andamento dell'accelerazione, nel tempo, è possibile estrarre il valore di picco massimo e minimo; si è scelto di considerare come punto caratteristico la sommità dell'edificio, in quanto rispetto agli altri punti, è contraddistinto dalla massima accelerazione. Per il caso specifico i valori sono indicati in tabella.

Parametri ottimali	
$\xi_{2,opt}$	0,050
$\alpha_{opt}$	0,989

	torre	TMD	
massa	9756000	97560	kg
frequenza	0,177	0,175	Hz
rigidezza	12066410	117990	N/m
smorzamento	216998	10830	N·s/m

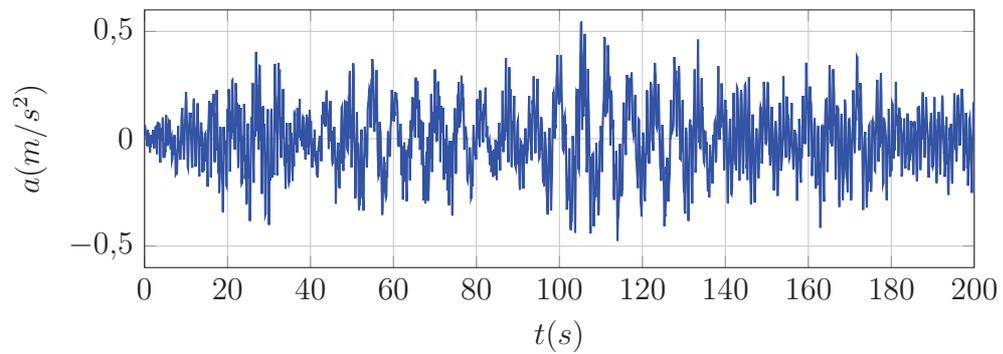


Figura 7.39: Accelerazione in  $z=200\text{m}$ .

accelerazione di picco ( $m/s^2$ )	
$a_{max}$	0,54
$a_{min}$	-0,48

La figura 7.40 rappresenta ancora una volta la trasformata di *Fourier* dell'accelerazione in sommità, per un intervallo di frequenze che varia da 0 a 2 *Hz*. Si nota facilmente che rispetto alla figura 7.38 si ha una notevole riduzione della risposta che da un valore di quasi 200, passa ad un valore di 80.

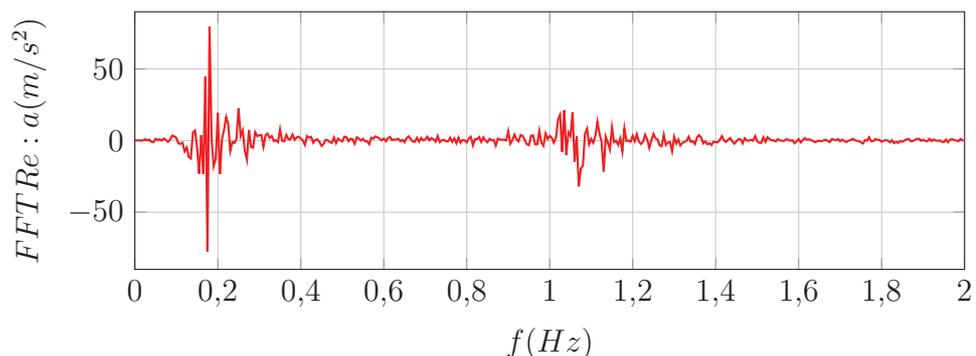


Figura 7.40: Trasformata di *Fourier* dell'accelerazione in  $z=200\text{m}$ .

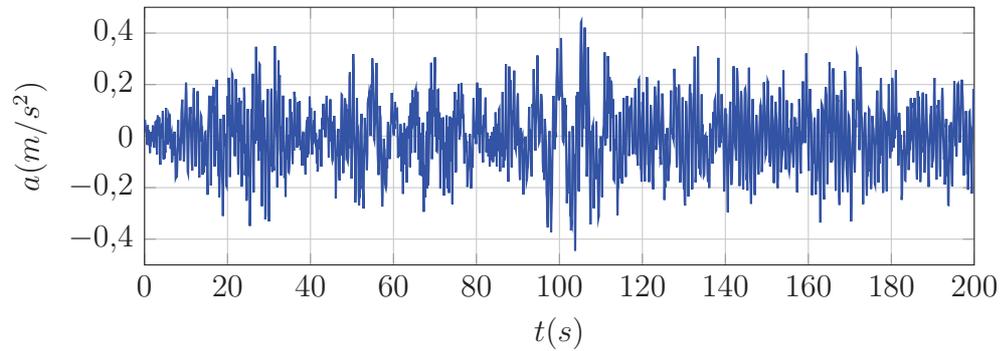
- $\mu = 0,05$

Parametri ottimali	
$\xi_{2,opt}$	0,116
$\alpha_{opt}$	0,988

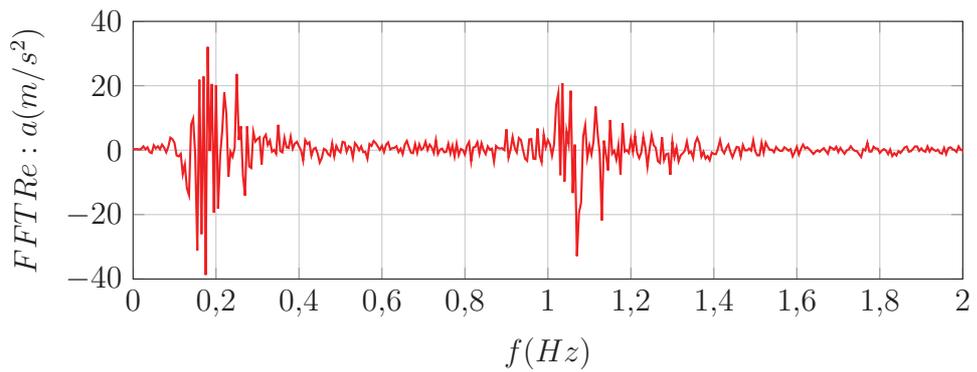
	torre	TMD	
massa	9756000	487800	kg
frequenza	0,177	0,175	Hz
rigidezza	12066410	589256	N/m
smorzamento	216998	124666	N·s/m

Dall'andamento dell'accelerazione, nel tempo, è possibile estrarre il valore di picco massimo e minimo; per il caso specifico i valori sono indicati in tabella.

Ancora una volta la figura 7.42 mette in risalto la riduzione della risposta della struttura con l'inserimento di un dispositivo TMD, con rapporto di massa  $\mu = 0,05$ . I picchi di ampiezza del segnale si assestano circa sugli stessi valori per le due frequenze coincidenti con i modi di vibrare della struttura.

Figura 7.41: Accelerazione in  $z=200\text{m}$ .

accelerazione di picco ( $m/s^2$ )	
$a_{max}$	0,45
$a_{min}$	-0,44

Figura 7.42: Trasformata di *Fourier* dell'accelerazione in  $z=200\text{m}$ .

Parametri ottimali	
$\xi_{2,opt}$	0,171
$\alpha_{opt}$	0,978

	torre	TMD	
massa	9756000	975600	kg
frequenza	0,177	0,173	Hz
rigidezza	12066410	1154061	N/m
smorzamento	216998	363663	N·s/m

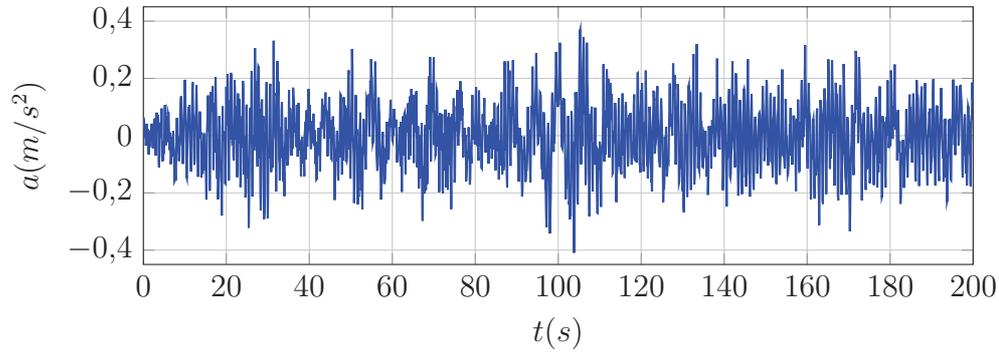


Figura 7.43: Accelerazione in  $z=200\text{m}$ .

- $\mu = 0,1$

Dall'andamento dell'accelerazione è possibile estrarre il valore del picco massimo e minimo, per il caso specifico i valori sono indicati in tabella.

accelerazione di picco ( $m/s^2$ )	
$a_{max}$	0,37
$a_{min}$	-0,41

Nella figura 7.44, le ampiezze di risposta per le due frequenze di oscillazione, che caratterizzano i modi di vibrare dell'edificio, sono paragonabili. Questo aspetto porta alla conclusione che l'accordatura del TMD sulla frequenza di oscillazione principale risulta essere efficace in quanto si ha una riduzione della risposta strutturale.

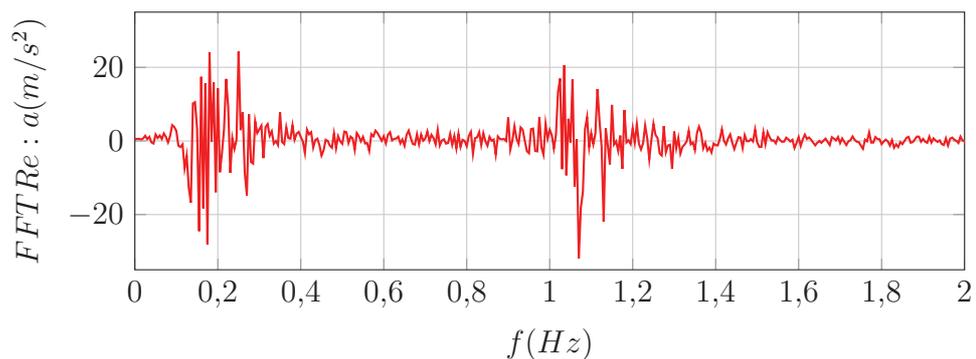


Figura 7.44: Trasformata di *Fourier* dell'accelerazione in  $z=200\text{m}$ .

I risultati ottenuti possono essere schematizzati in un unico grafico, per comprendere i diversi risultati ottenuti variando il rapporto di massa.

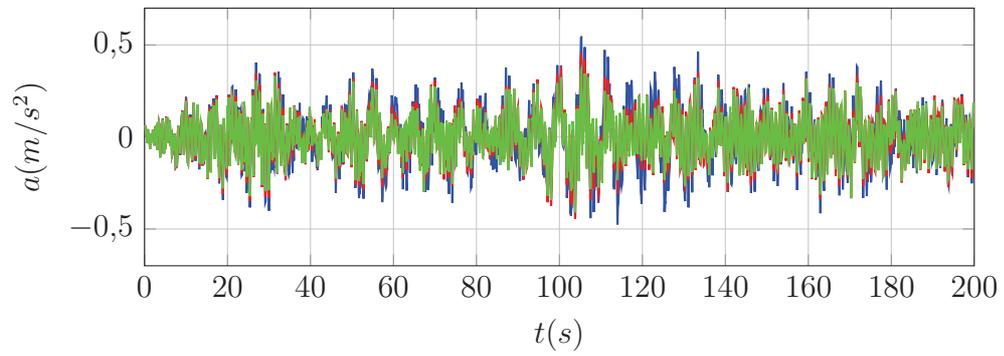


Figura 7.45: Confronti accelerazione per  $\mu = 0,01; 0,05; 0,1$ .

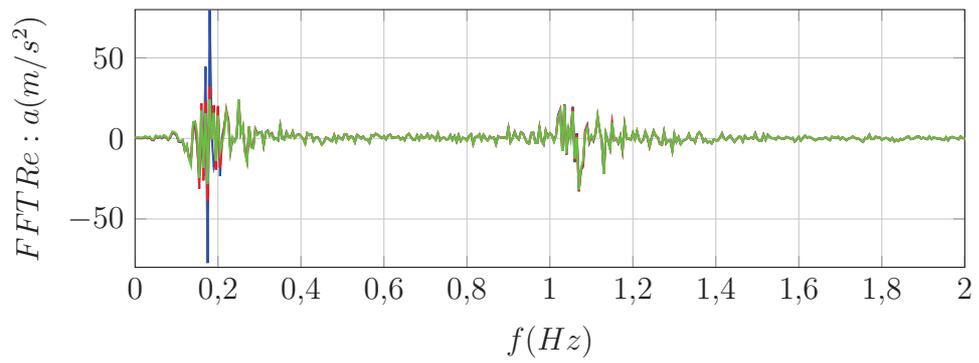


Figura 7.46: Confronti FFT per  $\mu = 0,01; 0,05; 0,1$ .

Il grafico di figura 7.46 riassume i contributi dati dai diversi TMDs al variare del rapporto di massa, da questo si deduce che all'aumentare del rapporto di massa diminuisce il picco di accelerazione anche se non proporzionalmente. Confrontando i picchi di accelerazione per i quattro casi studiati è possibile definire in termini percentuali quanto ogni smorzatore è in grado di ridurre l'accelerazione rispetto al caso in cui l'edificio ne sia sprovvisto. La tabella seguente riassume le caratteristiche.

confronti accelerazioni		
	a ( $m/s^2$ )	riduzione (%)
no TMD	0,93	
TMD-1	0,65	43
TMD-2	0,53	75
TMD-3	0,44	111

Un ulteriore aspetto interessante, è il corretto posizionamento del TMD all'interno della struttura; nel seguito si espone un modo di procedere semplice, in cui il posizionamento del dispositivo avvenga nel luogo in cui è massimo il drift di piano e dunque dove i fenomeni dinamici sono più importanti. Nel seguito si presentano gli involuppi dei massimi spostamenti per ciascun livello, inserendoli in un diagramma a barre e confrontando gli spostamenti nei quattro casi prima esposti (assenza di smorzamento, smorzamento con  $\mu = 0,01$ , smorzamento con  $\mu = 0,05$ , smorzamento con  $\mu = 0,1$ ). La conclusione che si può trarre da questi due grafici, è quella che il posizionamento ottimale dello smorzatore, è nella sommità della torre, in quanto lo spostamento e il drift sono massimi. Un ulteriore aspetto interessante, è il confronto tra i diversi TMDs adottati; esaminando la figura 7.47, si nota, come la variazione dello spostamento offerta dai differenti dispositivi non è elevata, questo aspetto porta alla conclusione che è sufficiente l'adozione di un TMD a basso rapporto di massa, il quale introduce notevoli benefici in termini di peso e quindi nella riduzione di problemi connessi al rinforzo della struttura nella zona in cui la massa è collocata. Le figure 7.47 e 7.48 rendono più chiaro quanto esposto fino ad ora.

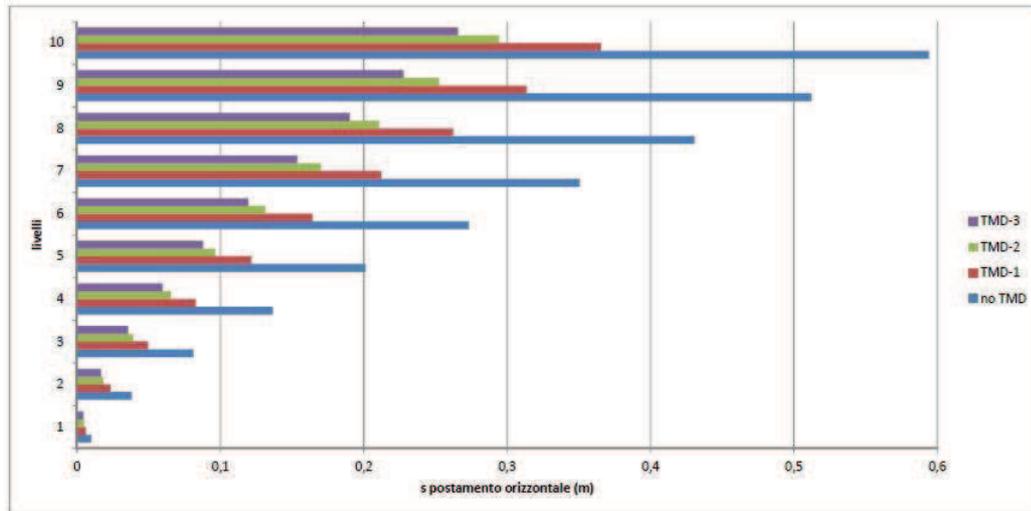


Figura 7.47: deformabilità tagliante torre senza TMD.

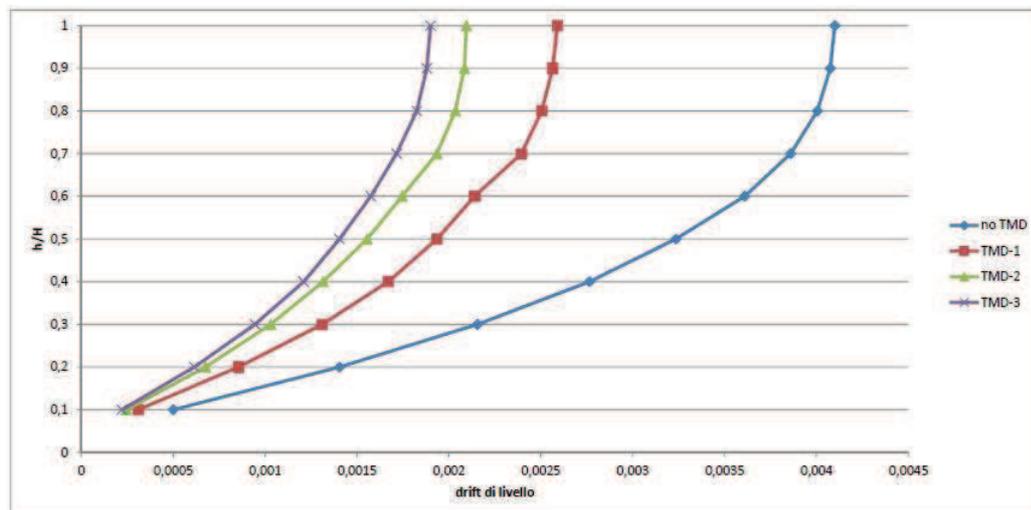


Figura 7.48: deformabilità tagliante torre con TMD.

## 7.5 Modello 3D torre

In questa sezione, si vuole applicare l'intero studio, fatto fino ad ora, su un modello più complesso dell'edificio, per avere un rappresentazione più aderente alla realtà del suo comportamento. Una volta definito correttamente i modi di vibrare caratteristici della struttura, si introduce il TMD, per valutare la differenza negli spostamenti e nelle accelerazioni, rispetto al caso in cui il dispositivo non sia presente. Sono stati creati due modelli: uno con elementi piastra e uno con elementi *rigid link*, ne è risultato una equivalenza nei risultati.

### 7.5.1 Descrizione del modello FEM

Il modello FEM proposto, schematizza gli elementi strutturali principali con elementi trave (nuclei, pilastri), mentre i piani sono stati schematizzati con elementi piastra, a cui sono state applicate le masse non strutturali definite in tabella 7.11 a pagina 137 ed inserite secondo la combinazione quasi-permanente degli stati limite di esercizio. È stato creato un modello equivalente, ma con le masse concentrate nel baricentro dell'edificio e collegate ai vari elementi strutturali con elementi *rigid link*. Nel seguito si inseriscono immagini e tabelle che descrivono meglio le caratteristiche degli elementi inseriti in questo modello.

Nella figura 7.49 è mostrata la vista assonometrica del modello ad elementi finiti; mentre: la figura 7.49 mostra una vista assonometrica del modello, la figura 7.50 il prospetto frontale, la figura 7.51 il prospetto laterale e la figura 7.52 la pianta. Nello specifico, si vogliono descrivere le caratteristiche principali degli elementi strutturali nelle loro dimensioni e materiali costitutivi.

I quattro setti posti centralmente nell'edificio, sono gli elementi portanti principali, sia per sostenere i carichi verticali, ma soprattutto i carichi laterali (vento e sisma); le caratteristiche introdotte nel modello ad elementi finiti sono mostrate nella tabella 7.7. Essendo elementi a forma di "C", anziché creare un singolo elemento trave con sezione a "C", il nucleo è stato suddiviso in tre lame collegate ciascuna con "travi fittizie" per simulare il collegamento rigido tra gli elementi.

Tabella 7.7: Caratteristiche cores.

elemento	dimensione [mm]	tecnologia	classe cls	classe acciaio
lama 1	4800 × 1200	c.a.	C40/50	B450C
lama 2	9250 × 800	c.a.	C40/50	B450C



Figura 7.49: Vista assonometrica del modello.

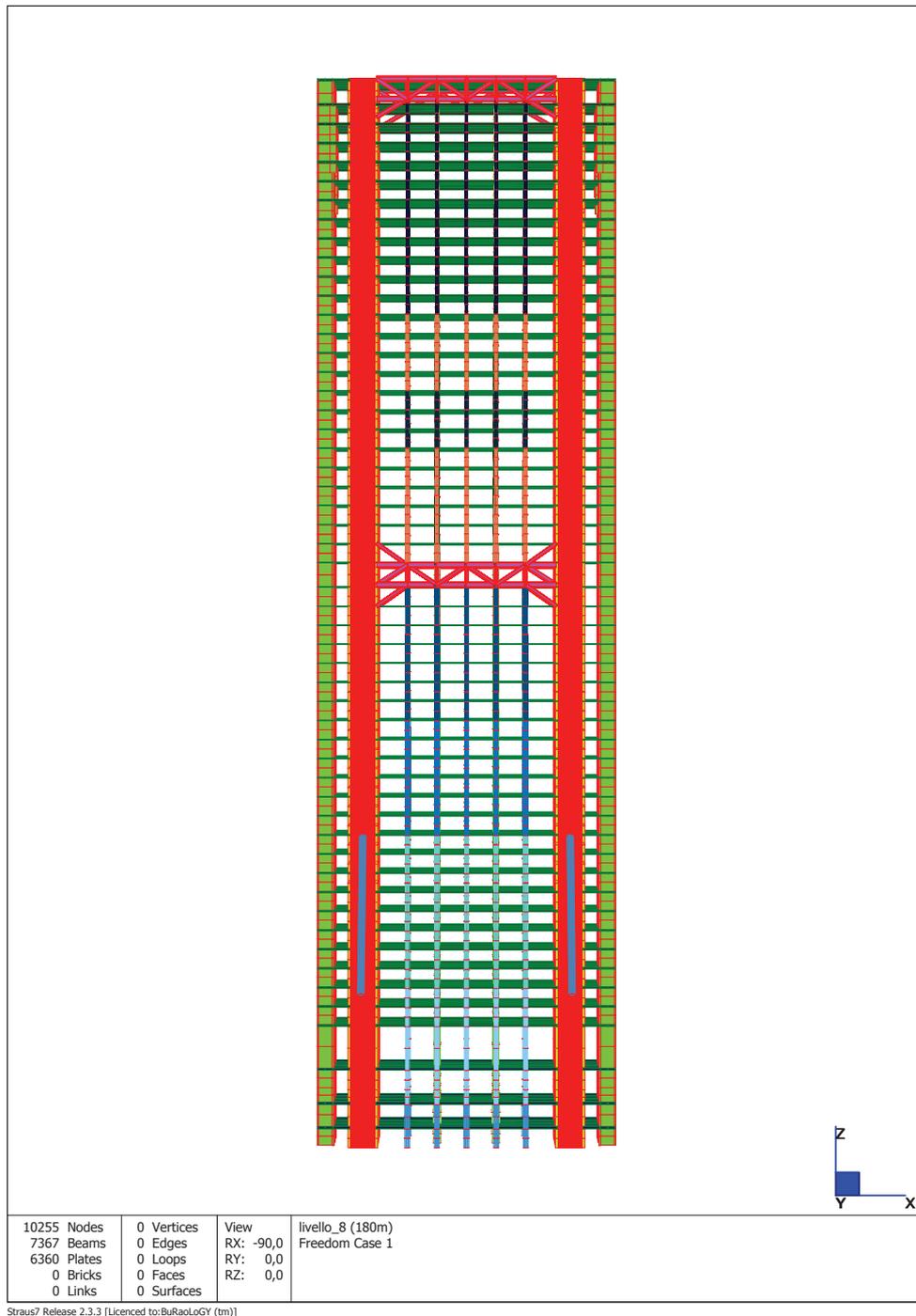


Figura 7.50: Vista frontale del modello.

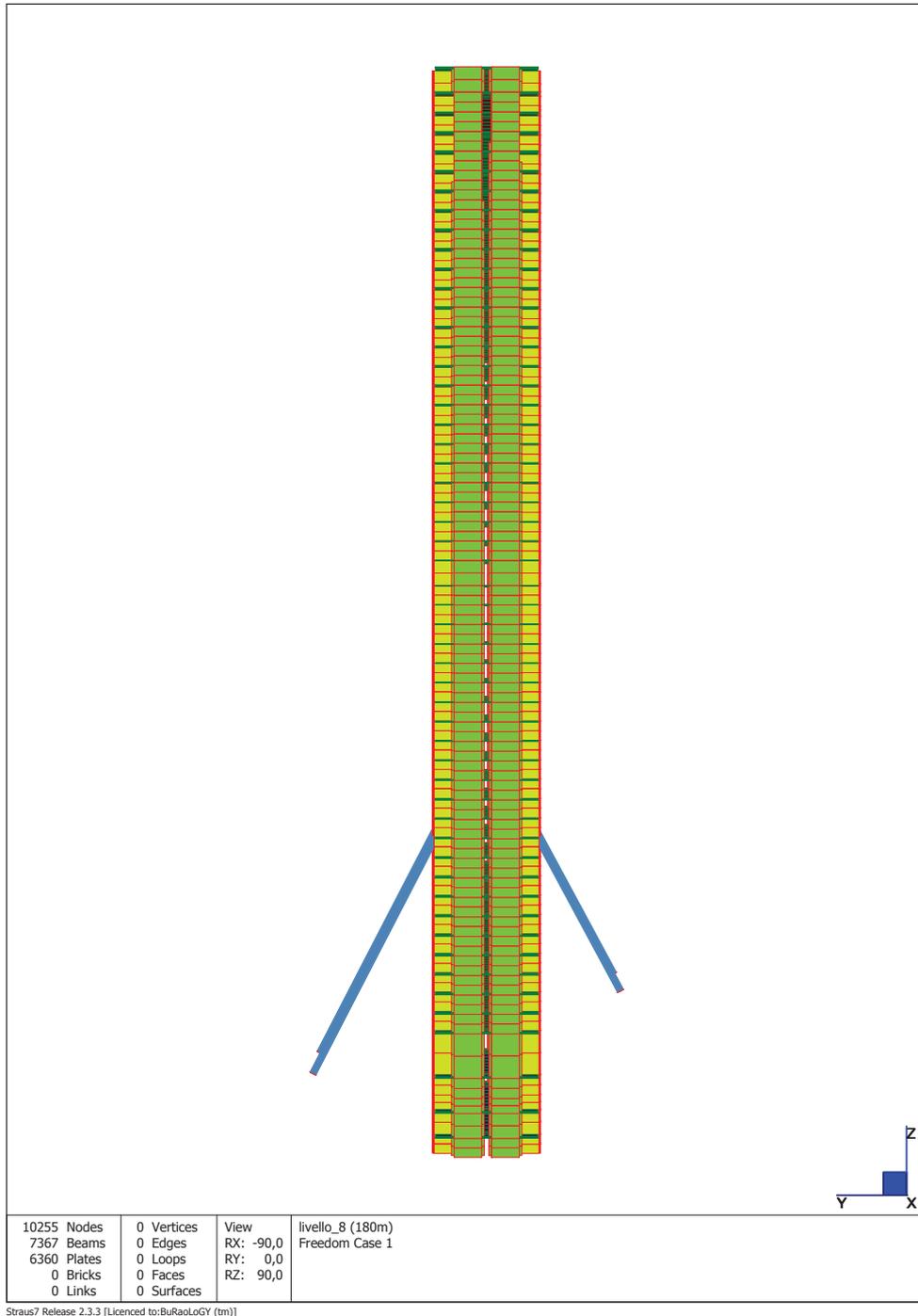


Figura 7.51: Vista laterale del modello.

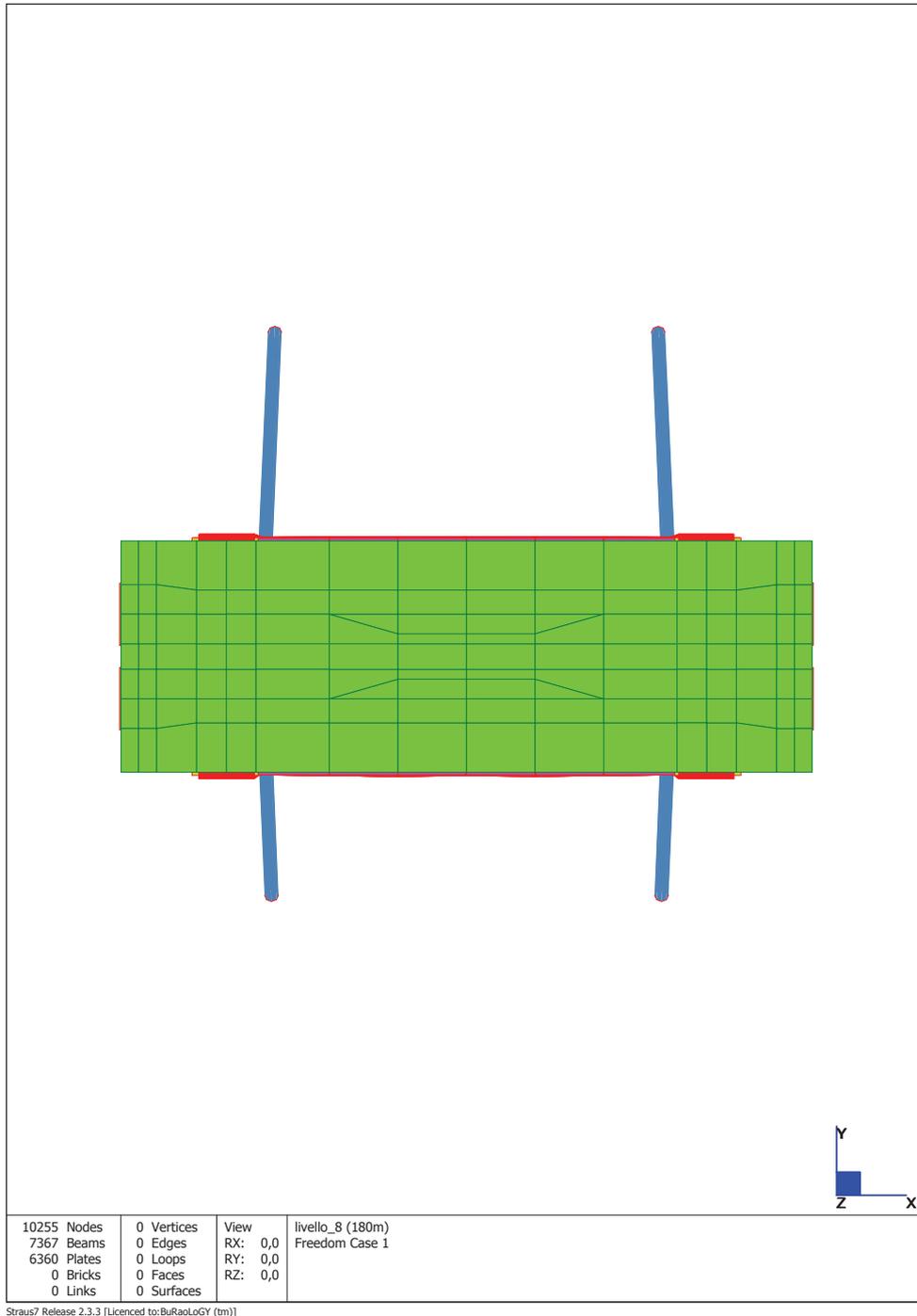


Figura 7.52: Pianta del modello.

Tabella 7.8: Caratteristiche pilastri.

colonne	diametro [mm]	tecnologia	classe cls	classe acciaio
centrali	1700	mista e c.a.	C50/60	B450C e S355
	1400	mista e c.a.	C50/60	B450C e S355
	1250	mista e c.a.	C50/60	B450C e S355
	1200	c.a.	C70/85; C50/60	B450C
	1100	c.a.	C50/60; C40/50	B450C
	850	c.a.	C50/60; C40/50	B450C
esterne	1200	mista e c.a.	C50/60	B450C e S355
	1000	mista e c.a.	C70/85; C50/60	B450C e S355
	950	c.a.	C70/85	B450C
	900	c.a.	C70/85	B450C
	800	c.a.	C70/85; C50/60; C40/50	B450C
	650	c.a.	C40/50	B450C

Nella tabella 7.8, si elencano le caratteristiche delle colonne centrali ed esterne inserite nell'edificio, mentre nella tabella 7.9 le caratteristiche degli impalcati dei diversi piani, i quali sono realizzati come solette piene in cemento armato di classe C40/50.

Tabella 7.9: Caratteristiche travi ribassate.

elemento	spessore [mm]	piani
impalcato 1	450	PI1, PS2, P00
impalcato 2	300	P24, P48, P49
impalcato 3	200	P01÷P23, P25÷P47

La tabella 7.11 a pagina 137, definisce l'elenco delle masse dell'edificio per ciascun piano suddividendo i contributi dati dai pesi propri strutturali, quelli dei pesi portati ed i carichi accidentali (B2, C2, C3, E1, E2); il significato delle diverse classi di carichi accidentali è dato dalla normativa italiana (D.M. 14 Gennaio 2008) ed elencato di seguito.

**B2** uffici aperti al pubblico;

**C2** ballatoi e scale comuni;

**C3** edifici per eventi pubblici;

**E1** magazzini, depositi;

**E2** ambienti ad uso industriale.

Le masse sono espresse in tonnellate e nell'ottica delle verifiche che seguiranno, sono state combinate tra di loro secondo la combinazione quasi-permanente agli stati limite di esercizio, in quanto la valutazione dell'abitabilità è definita per un tempo di ritorno di un anno e quindi per gli utenti che utilizzano questo edificio è importante che il comfort sia garantito nelle situazioni più frequenti. La combinazione adottata e che si ritrova in normativa è la seguente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Una volta combinate tra di loro le masse secondo gli stati limite di esercizio previsti, sono state inserite all'interno del modello ad elementi finiti come masse non strutturali distribuite nel modello con i piani modellati a piastra e concentrate nel modello con elementi *rigid link*. Inserite poi le condizioni di vincolo alla base (incastro perfetto) e vincolando gli spostamenti dei piani interrati, si è proceduto con l'analisi modale della struttura. I risultati ottenuti sono mostrati nelle figure 7.53, 7.54, 7.55 mentre la tabella 7.10 confronta le frequenze di oscillazione ottenute dal modello con quelle ricavate dalle prove in galleria del vento.

Tabella 7.10: Confronto modi di vibrare.

modo	FEM	galleria	errore (%)
primo modo	0,1541	0,1389	11
secondo modo	0,1874	0,1887	1
terzo modo	0,3165	0,3333	5

Una volta noti i modi di vibrare della struttura, in particolare il primo modo di vibrare, è possibile determinare i parametri ottimali, desunti dalla pubblicazione presentata da *Omer F. Tigli*,[6]. Si assume la struttura principale come un sistema ad un grado di libertà, poi noto il rapporto di massa ed il rapporto di smorzamento della struttura primaria è possibile desumere la rigidità e lo smorzamento ottimale da assegnare al TMD. In particolare si è scelto di porre il TMD nel livello P48 (locale depositi) della torre, fissando un rapporto di massa pari all'1%. Nel seguito si espongono le caratteristiche della struttura e del TMD che permettono di risolvere il problema dell'ottimizzazione.

Parametri ottimali	
$\xi_{2,opt}$	0,050
$\alpha_{opt}$	0,989

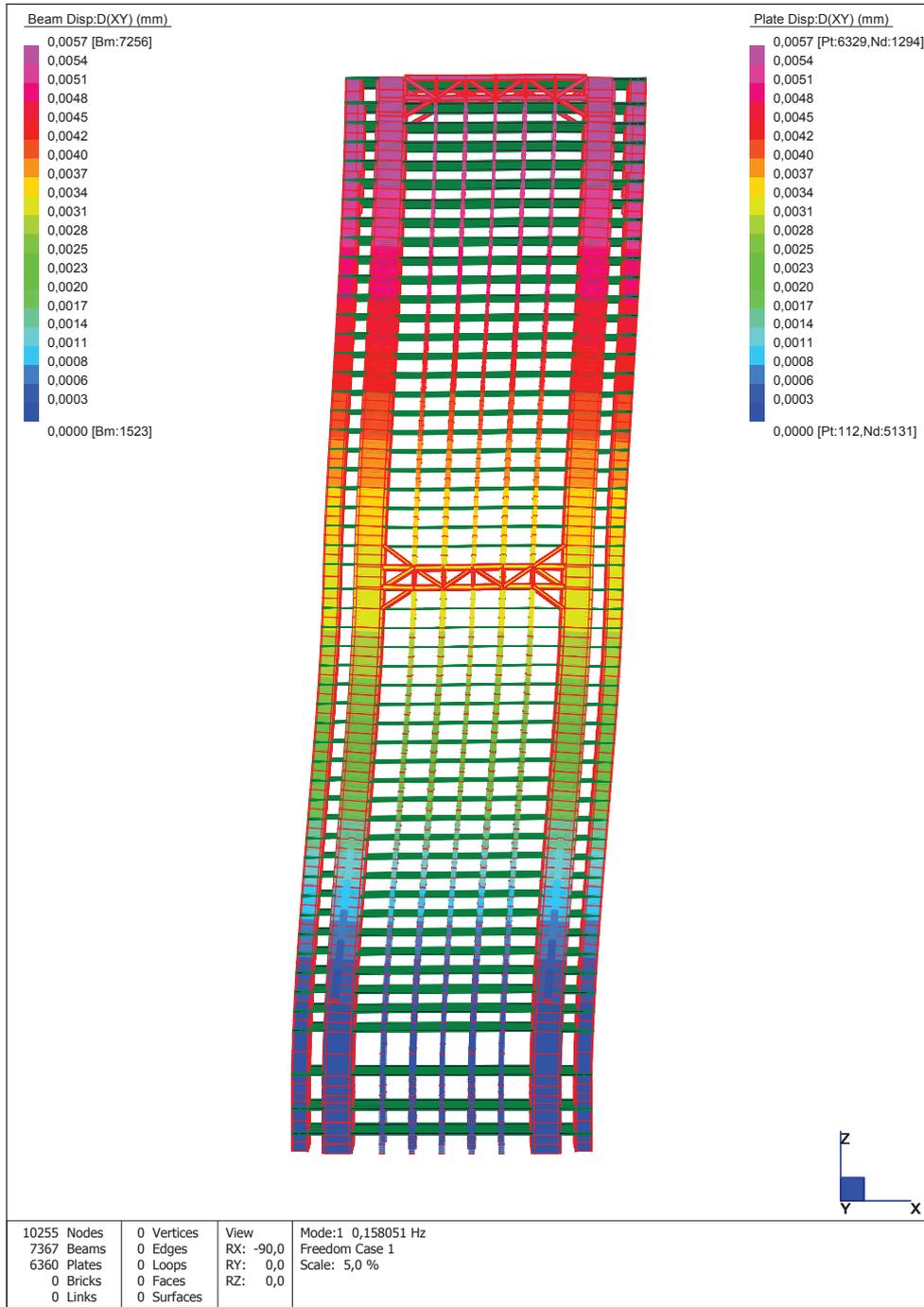


Figura 7.53: Primo modo.

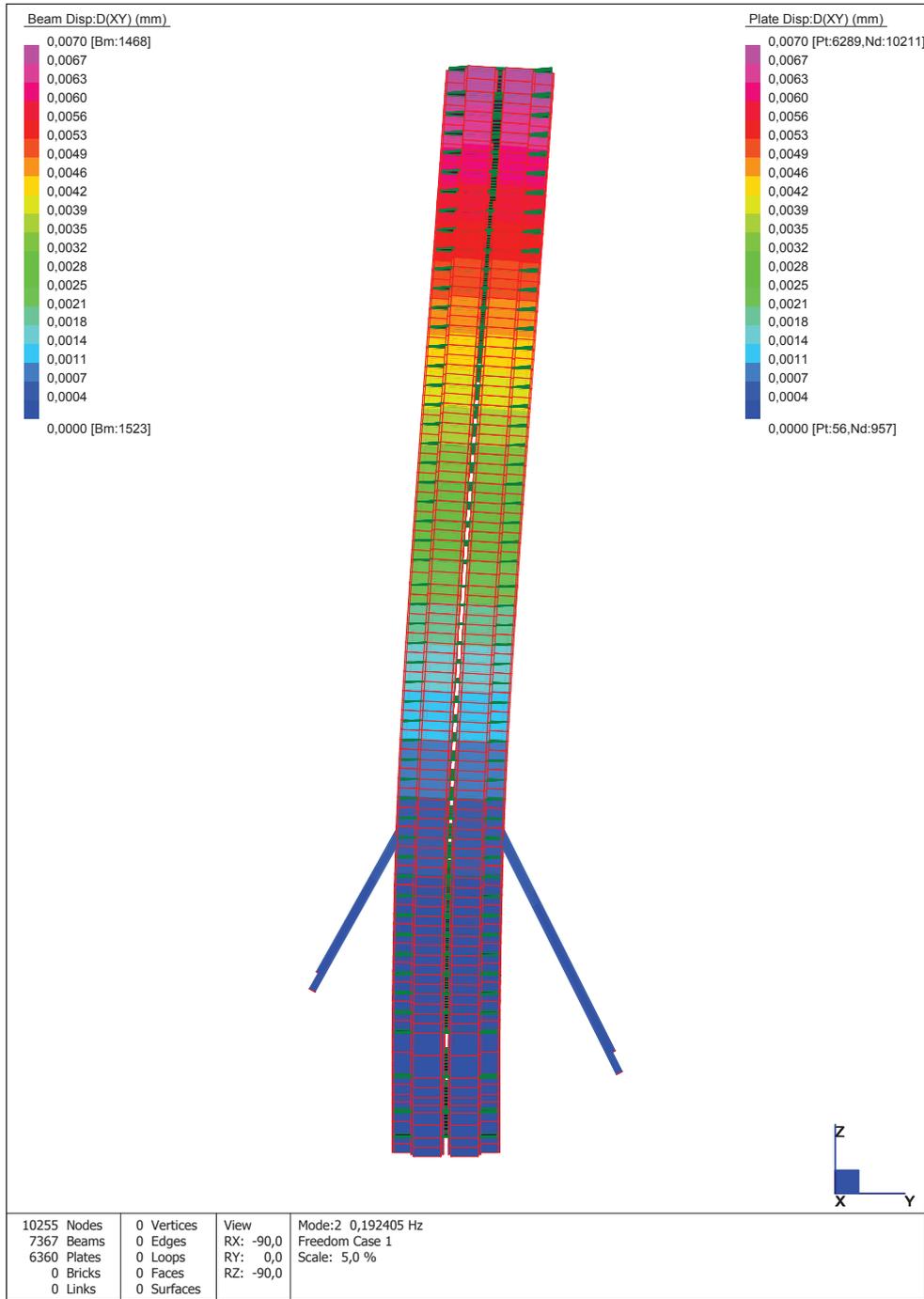


Figura 7.54: Secondo modo.

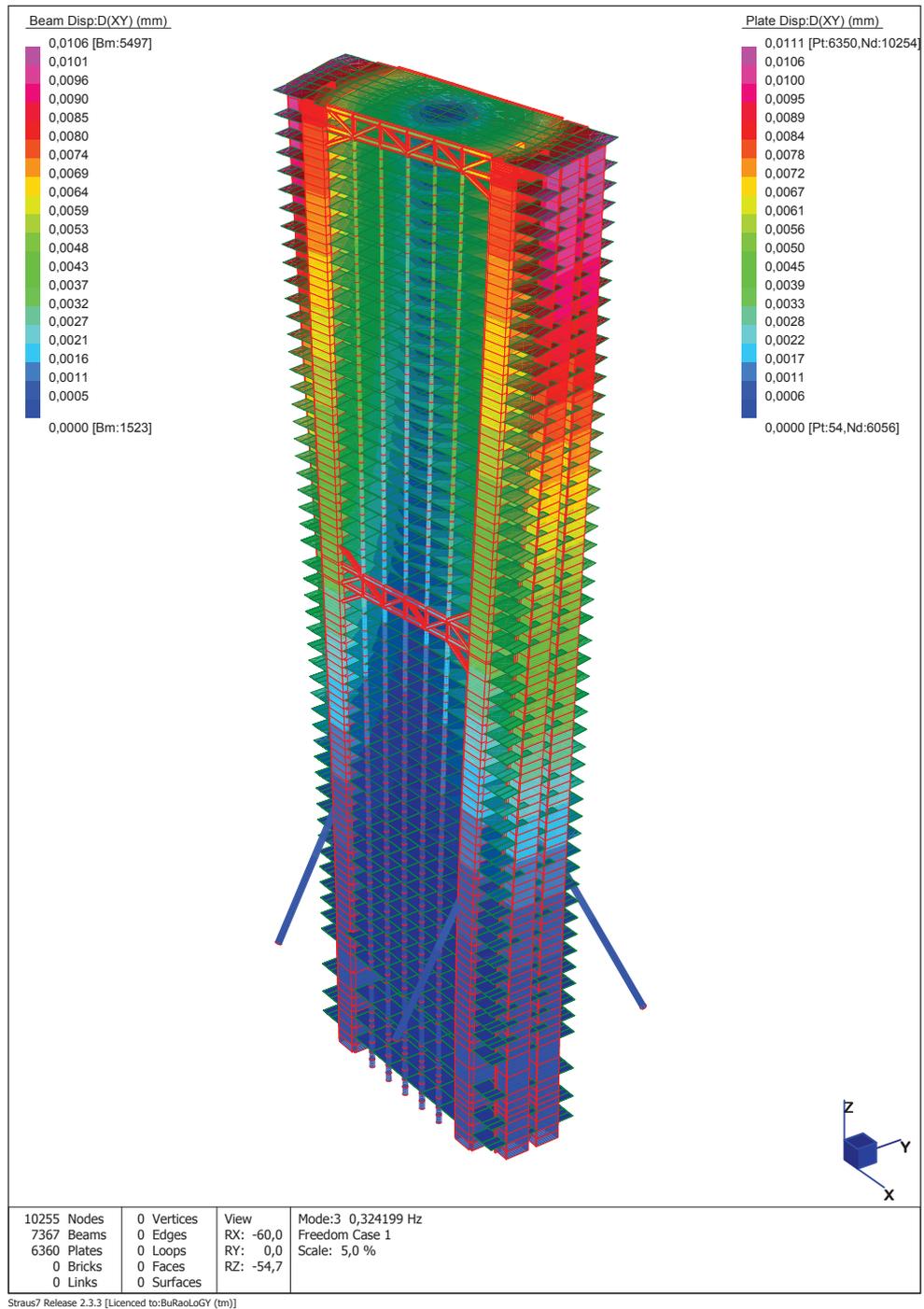


Figura 7.55: Terzo modo.

	torre	TMD	
massa	31150000	311500	kg
frequenza	0,1581	0,1524	Hz
rigidezza	30738419	285555	N/m
smorzamento	618871	30105	N·s/m

Una massa di 311,5 tonnellate da assegnare al TMD, può tradursi in termini pratici in un parallelepipedo di acciaio, di base  $4 \times 4$  metri ad un'altezza di 2,5 metri ( $V = 40m^3$ ). Noti i parametri di massa, rigidezza e smorzamento del TMD, è stato inserito all'interno del modello ad elementi finiti una massa collegata al piano P47, mediante un elemento molla-smorzatore (*spring-damper*) assegnando la rigidezza e lo smorzamento assiale calcolati secondo la tabella proposta poc'anzi. Al modello sono state aggiunte dieci combinazioni di carico, in cui per ciascuna combinazione si applica una pressione unitaria agente sul solaio del piano di riferimento. Noto l'andamento nel tempo delle forze turbolente, come mostrato nel paragrafo 7.2.1, sono state tradotte in pressioni dividendo per l'area di solaio (lunghezza per spessore) ed introdotte all'interno del modello FEM. Una volta introdotti i carichi ai diversi livelli si è proceduto con l'analisi dinamica lineare del modello senza il TMD e quello con il TMD. Si sono confrontate tra di loro le accelerazioni del piano P47 (ultimo piano abitabile della torre) ed inserite all'interno della normativa per la valutazione del comfort. Nel seguito si mostrano i confronti tra i due modelli.

### Torre senza TMD

I grafici che seguono mettono in evidenza l'andamento dell'accelerazione nel tempo del piano P47 ed il suo andamento nel dominio delle frequenze in modo da comprendere per quale valore di frequenza avviene il picco di accelerazione.

Dalla figura 7.57 si nota come il picco di accelerazione avvenga per il valore di frequenza circa uguale alla frequenza di oscillazione del primo modo di vibrare ( $f = 0,1550Hz$ ). Il picco massimo di accelerazione è pari a  $0,25 m/s^2$ . Se si confronta il picco di accelerazione con la figura 3.4 a pagina 42, si può facilmente notare che la vibrazione sarà percepita da più del 90% degli occupanti del piano considerato o dei piani che presenteranno la medesima accelerazione. Allo stesso modo può essere definito il valore limite della soglia di percezione mediante la relazione data dalla CNR DT 207/2008. I confronti sono esposti nella tabella seguente:

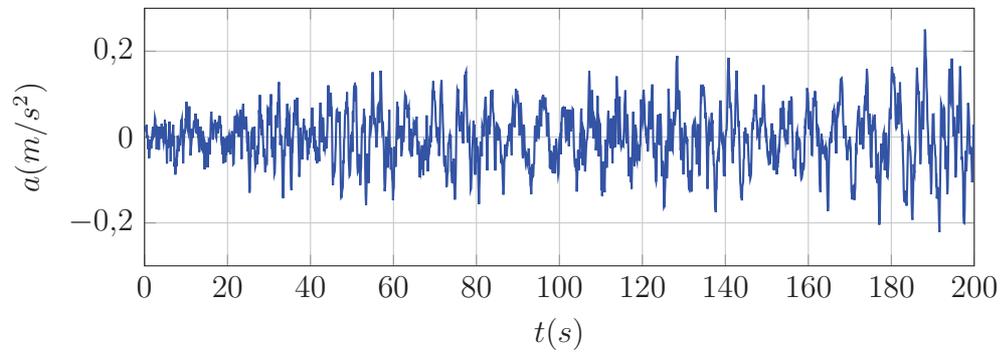


Figura 7.56: Accelerazione in P47.

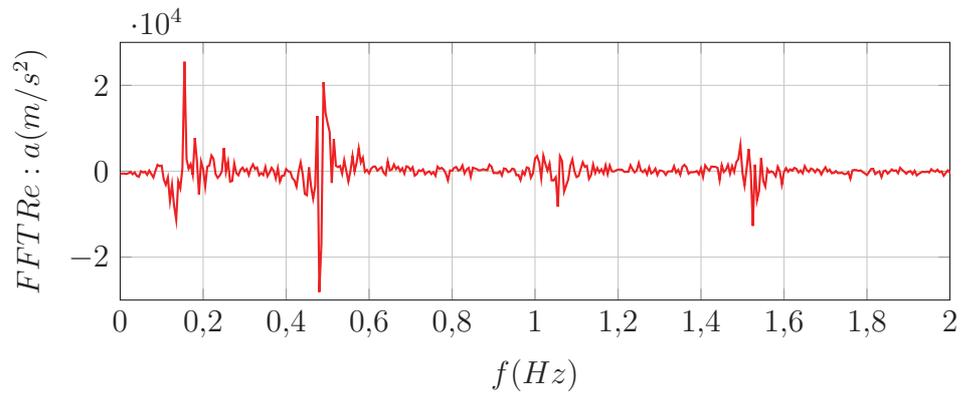


Figura 7.57: FFT dell'accelerazione piano P47.

piano	$a_{massima}$ ( $cm/s^2$ )	$a_{limite}$ ( $cm/s^2$ )	differenza (%)
P47	25	17	47

### Torre con TMD

Analizzando ora il caso in cui ci sia la presenza dello smorzatore in corrispondenza del piano P48 (piano depositi), secondo le caratteristiche definite precedentemente, si ottengono i risultati mostrati in figura 7.58 e figura 7.59.

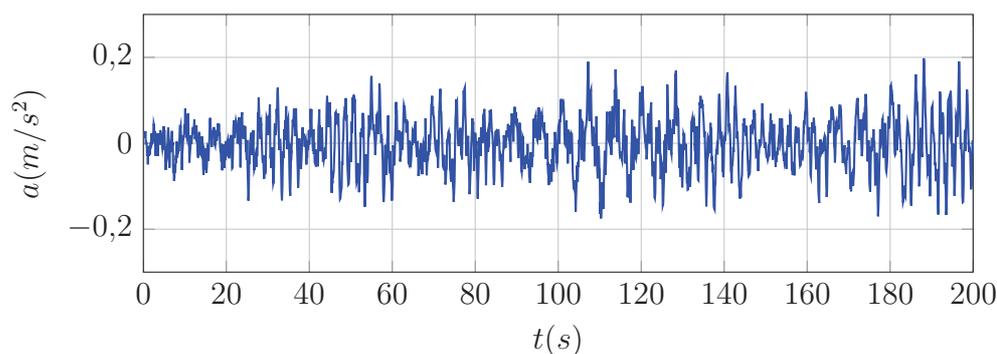


Figura 7.58: Accelerazione in P47.

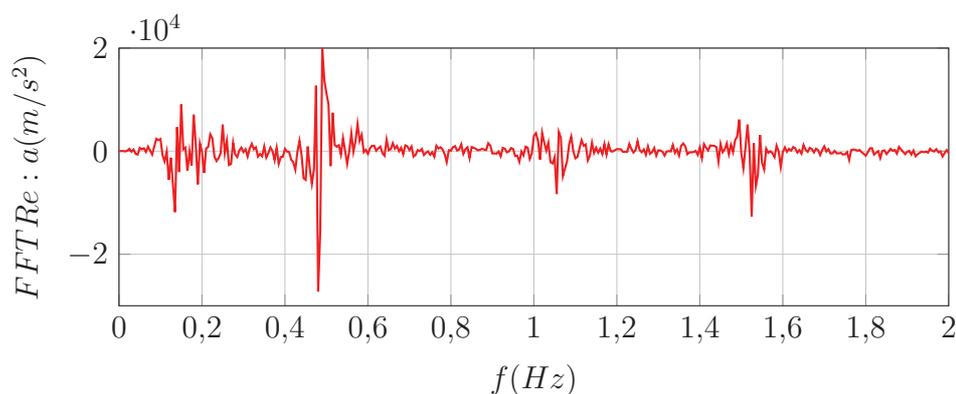


Figura 7.59: FFT dell'accelerazione piano P47.

Dalla figura 7.59 si nota come il picco di accelerazione avvenga per il valore di frequenza circa uguale alla frequenza di oscillazione del primo modo di vibrare ( $f = 0,1550 Hz$ ), ma che rispetto al caso precedente risulta essere smorzato, grazie alla presenza del TMD. È interessante notare come il vento vada ad adattarsi alle caratteristiche dinamiche della struttura, infatti, essendo smorzato il primo modo di vibrare dal TMD, il vento eccita il quarto modo di vibrare. Questo fatto mette in luce la complessità dell'azione eolica sul fatto che quest'ultima si adatta all'oscillazione dell'edificio e quindi eccitando diverse frequenze. Il picco massimo di accelerazione è pari a  $0,20 m/s^2$ . Se si confronta il picco di accelerazione con la figura 3.4 a pagina 42 si

può facilmente notare che la vibrazione sarà percepita da più del 90% degli occupanti del piano considerato o dei piani che presenteranno la medesima accelerazione. Allo stesso modo può essere definito il valore limite della soglia di percezione mediante la relazione data dalla CNR DT 207/2008. I confronti sono esposti nella tabella seguente:

piano	$a_{massima}$ ( $cm/s^2$ )	$a_{limite}$ ( $cm/s^2$ )	differenza (%)
P47	20	17	18

Rispetto al caso precedente la presenza del TMD garantisce una riduzione del 22% dell'accelerazione, ma non risulta sufficiente per rientrare nelle verifiche proposte dalla normativa.

La figura 7.60 mostra l'andamento nel tempo dello spostamento del TMD, il massimo spostamento registrato è di 50 centimetri, per questo motivo si dovrà prevedere di mantenere attorno al perimetro dello smorzatore a massa accordata uno spazio di almeno 100 centimetri per garantire allo smorzatore di funzionare correttamente. Concretamente lo smorzatore può essere posto sopra delle slitte o delle ruote collegate poi a degli smorzatori e molle per dare rigidità e smorzamento al dispositivo oppure installarlo su degli appoggi in gomma.

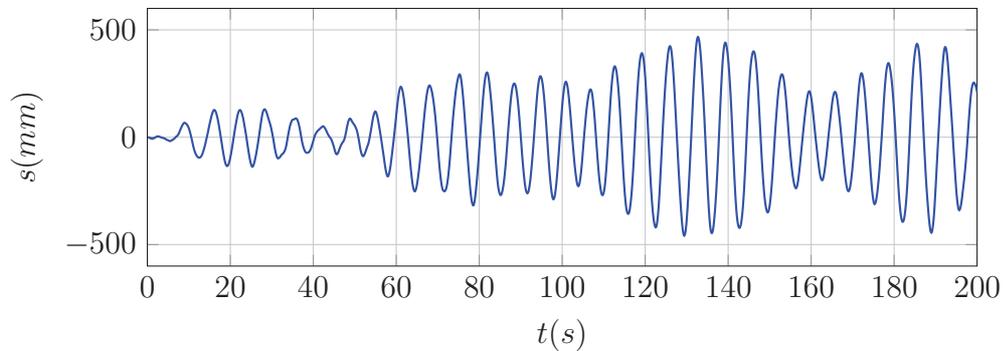


Figura 7.60: Spostamento TMD nel tempo.

### Vento ortogonale al lato lungo

Per completezza, si riporta l'andamento delle accelerazioni della torre nel caso in cui il vento spira ortogonalmente alla facciata più lunga dell'edificio (60 metri); in questo caso lo smorzatore a massa accordata non ha alcuna influenza in questa direzione in quanto è stato accordato per la frequenza di oscillazione nella direzione ortogonale. I dispositivi che potrebbero dare un contributo

nella direzione perpendicolare al lato lungo sono i quattro puntoni di acciaio ai quali, come detto precedentemente, sono stati associati dei dissipatori viscoelastici con smorzamento pari al 5%. Note le caratteristiche dei puntoni è stato possibile inserirle nel modello ad elementi finiti introducendoli come elementi asta ed associando ad essa una sezione tubolare equivalente di 1500  $mm$  di diametro ed uno spessore di 40  $mm$  avente rigidezza pari a circa 650 000  $N/mm$ . Come si può notare dalla figura 7.62, la massima accelerazione nel piano P47 è pari a circa 45  $cm/s^2$ , tale accelerazione è al di fuori dei limiti imposti dalla normativa in termini di comfort, per questo motivo è opportuno studiare delle soluzioni di mitigazione dell'accelerazione anche in questa direzione del vento. Nonostante la presenza dei puntoni smorzati, questi non sono in grado di ridurre efficacemente le accelerazioni dei piani più alti.

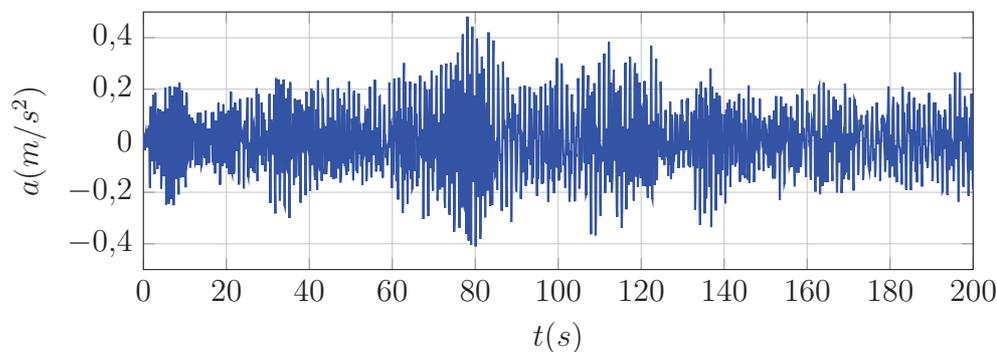


Figura 7.61: Accelerazione ortogonale al lato lungo.

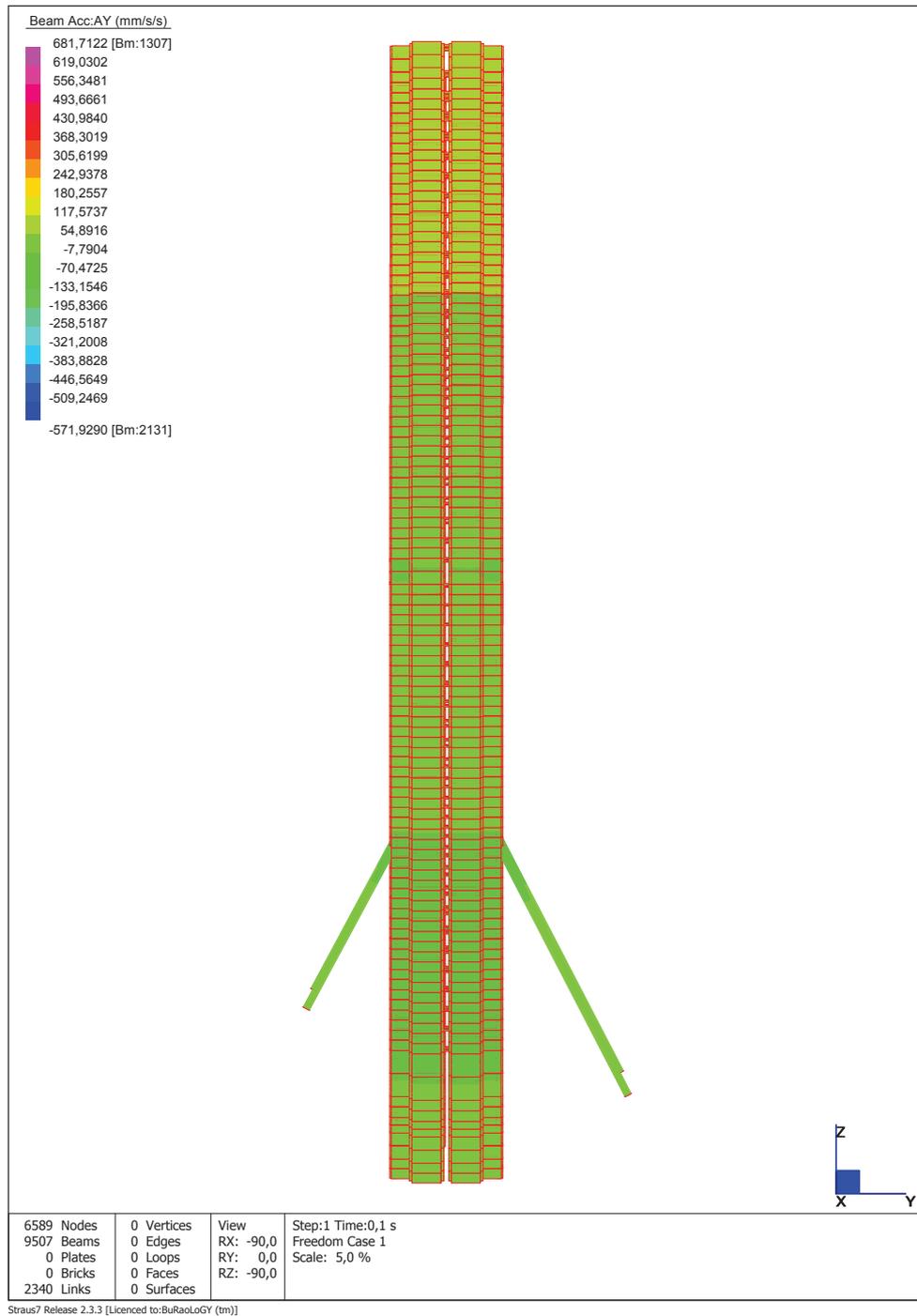


Figura 7.62: Vento ortogonale al lato lungo.

Tabella 7.11: Analisi dei carichi torre.

livello	pesi propri [T]	pesi portati [T]	B2 [T]	C2 [T]	C3 [T]	E1 [T]	E2 [T]
P50-copertura	0,00	455,76	0,00	0,00	0,00	0,00	136,00
P49-impianti	1121,90	1599,91	0,00	16,96	0,00	0,00	122,77
P48-depositi	1218,29	630,25	0,00	13,63	0,00	462,66	3,75
P47	847,82	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P46	847,82	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P45	847,82	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P44	847,82	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P43	847,82	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P42	847,82	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P41	847,82	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P40	847,82	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P39	864,48	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P38	864,48	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P37	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P36	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P35	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75

*Continua nella prossima pagina*

*Continua dalla pagina precedente*

livello	pesi propri [T]	pesi portati [T]	B2 [T]	C2 [T]	C3 [T]	E1 [T]	E2 [T]
P34	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P33	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P32	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P31	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P30	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P29	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P28	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P27	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P26	879,41	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P25	904,64	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P24-impianti	1188,12	2020,23	0,00	18,39	0,00	0,00	110,56
P23	899,47	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P22	899,47	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P21	899,47	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P20	899,47	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P19	899,47	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75

*Continua nella prossima pagina*

*Continua dalla pagina precedente*

livello	pesi propri [T]	pesi portati [T]	B2 [T]	C2 [T]	C3 [T]	E1 [T]	E2 [T]
P18	899,47	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P17	906,56	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P16	910,31	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P15	910,31	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P14	910,31	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P13	910,31	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P12	910,31	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P11	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P10	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P09	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P08	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P07	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P06	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P05	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P04	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P03	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75

*Continua nella prossima pagina*

*Continua dalla pagina precedente*

livello	pesi propri [T]	pesi portati [T]	B2 [T]	C2 [T]	C3 [T]	E1 [T]	E2 [T]
P02	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P01	917,78	377,61	166,85	90,00	0,00	0,00	3,75
P00-hall	1588,63	1132,44	0,00	0,00	286,84	0,00	4,04
PS1-mezzanino	140,12	116,77	0,00	0,00	119,72	0,00	0,00
PS2-piazza ipogea	1381,96	778,71	0,00	0,00	410,63	0,00	3,23
PI1-impianti	1531,74	1900,88	0,00	18,39	0,00	0,00	120,35
PI2-mezzanino	193,69	4027,31	0,00	16,64	0,00	0,00	120,35
PI3-fondazioni	76,46	3982,46	0,00	16,64	0,00	0,00	120,35

*Si conclude dalla pagina precedente*

# Conclusioni

Nel presente lavoro di tesi, è stata affrontata la problematica del comfort, applicando questo aspetto della progettazione su un edificio esistente (torre Isozaki), in cui l'obiettivo è stato quello di verificare, secondo le indicazioni attuali sui limiti di comfort, se la struttura è stata o meno progettata nell'ottica del controllo di questo aspetto. In particolare, l'introduzione di uno smorzatore a massa accordata, ha permesso di definire una possibilità di riduzione delle accelerazioni, per cercare di soddisfare i limiti fissati. I risultati iniziali, su modelli semplificati, hanno permesso di confutare l'affidabilità di questo dispositivo nella riduzione dell'accelerazione di piano, mentre nel modello più complesso della struttura, l'utilizzo del TMD (*tuned mass damper*) non ha permesso di soddisfare i limiti imposti, nonostante il suo funzionamento sia corretto. Da questo si possono dedurre due considerazioni: la prima, che il soddisfacimento dei limiti di accelerazione imposti possono essere garantiti aumentando la massa del TMD o inserendo dei dispositivi aggiuntivi a livello di piano, oppure nella scelta di un dispositivo diverso da quello ipotizzato; il secondo aspetto è quello che nella progettazione dell'edificio non è stato opportunamente considerato l'aspetto del comfort legato all'oscillazione indotta dall'azione eolica.

Alla luce di quanto affrontato fino ad ora, la valutazione dell'abitabilità negli edifici alti, in termini di comfort, non risulta ancora un aspetto fondamentale nella progettazione, in quanto non è considerato come prerogativa in fase di progettazione, ma solo come valutazione successiva a tutte le altre verifiche, comunque importanti e necessarie, che sono richieste per costruire un edificio. La mancanza di un accurato studio in questi termini, non compromette la stabilità della struttura, ma si ripercuote sugli occupanti dell'edificio, incidendo sulle loro attività usuali. La presenza dunque di oscillazioni elevate nell'edificio può innescare fenomeni di malessere fisico o psico-fisico, sfociando in lamentele da parte degli occupanti, fino alla richiesta di essere trasferiti in altra sede o nei piani inferiori dell'edificio.



# Bibliografia

- [1] Borri, Claudio e Pastò, Stefano (2006), *Lezioni di Ingegneria del vento*, Firenze University Press, Firenze.
- [2] J.P., Den Hartog (1985), *Mechanical Vibrations*, Dover Publications, inc., New York, 87-106.
- [3] Kenny C. S. Kwok, Peter A. Hitchcock, Melissa D. Burton (2009), *Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 97, 368-380.
- [4] Daryl Boggs (1997), *Acceleration Indexes for Human Comfort in Tall Buildings - Peak or RMS?*, Cermak Peterka Petersen, Inc., CTBUH Monograph Chpt. 13: Motion Perception Tolerance and Mitigation 1997.
- [5] S. Lamb, K. C. S. Kwok, D. Walton (2013), *Occupant comfort in wind-excited tall buildings: Motion sickness, compensatory behaviours and complaint*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 119, 1-12.
- [6] Omer F. Tigli (2012), *Optimum vibration absorber (tuned mass damper) design for linear damped systems subjected to random loads*, J. of Sound and Vibration, 331, 3035-3049.
- [7] Y. Arfiadi, M. N. S. Hadi (2011), *Optimum placement and properties of tuned mass dampers using hybrid genetic algorithms*, Int. J. Optim. Civil Eng., 1, 167-187.
- [8] Fereidoun Amini, Pedram Ghaderi (2013), *Hybridization of Harmony Search and Ant Colony Optimization for optimal locating of structural dampers*, Applied Soft Computing, 13, 2272-2280.
- [9] G. Agranovich, Y. Ribakov (2009), *A method for efficient placement of active dampers in seismically excited structures*, Struct. Control Health Monit., 17, 513-531.

- [10] Kyoung-Sun Moon, Jerome J. Connor, John E. Fernandez (2007), *Diagrid Structural Systems for tall buildings: characteristics and methodology for preliminary design*, Struct. Design Tall Spec. Build., 16, 205-230.
- [11] Musacci, Andrea (2011), *Controllo delle vibrazioni indotte dal vento su alti edifici con struttura diagrid mediante dissipatori viscoelastici*, Tesi di Laurea Specialistica in ingegneria civile, DICAM, Università di Bologna, 56-63.
- [12] M. C. Constantinou, T. T. Soong, G. F. Dargush (1998), *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*, monograph, University of Buffalo, 167-171.
- [13] Council on Tall Buildings and Urban Habitat (2014), *Criteria for the Defining and Measuring of Tall Buildings*, <http://www.ctbuh.org/>.
- [14] Elsevier (2014), *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, <http://www.journals.elsevier.com/journal-of-wind-engineering-and-industrial-aerodynamics/>.
- [15] ISO/FDIS 10137:2007(E), *Based for design of structures-Serviceability of buildings and walkways against vibrations*
- [16] CNR-DT 207/2008, *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*
- [17] UNI EN 1991-1-4:2005, *Eurocodice 1: Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento*
- [18] Quanshun Ding, Ledong Zhu, Haifan Xiang (2011), *An efficient ergodic simulation of multivariate stochastic processes with spectral representation*, Probabilistic Engineering Mechanics, 26, 350-356.
- [19] G. Deodatis, *Simulation of Ergodic Multivariate Stochastic Processes*, ASCE.