



ALTI EDIFICI: PROBLEMATICHE STRUTTURALI

dott.ing. Nicola Longarini

AMI-CONSULTING s.r.l.

Via F.lli Bronzetti, 16 20129 Milano, Italia

Sommario. *Tra le numerose problematiche legate alla realizzazione di un alto edificio, sono di fondamentale importanza: la scelta della tipologia strutturale (in acciaio, in calcestruzzo o mista), la definizione delle azioni sollecitanti di progetto ed il controllo in fase di esecuzione.*

Per quanto riguarda la scelta della tipologia strutturale, si riportano nel seguito le principali caratteristiche inerenti gli impalcati qualora realizzati in acciaio o in calcestruzzo (ordinario o ad alta resistenza).

La scelta della tipologia strutturale si ripercuote sulle necessarie operazioni di controllo della geometria e delle quote di piano in fase di esecuzione, specialmente se l'edificio ha una struttura mista acciaio-calcestruzzo, ad esempio come potrebbe essere la torre Libeskind di Citylife a Milano. Analoghe considerazioni vengono fatte per quanto riguarda le scelte relative alle colonne ed ai controventi.

Nello studio delle azioni sollecitanti di progetto, basilare importanza riveste l'azione del vento, ancor più per edifici aventi particolari forme e geometrie. Prendendo come esempio la torre Isozaki di CityLife a Milano si sottolinea come, per tale edificio, sia stato necessario condurre un'accurata analisi attraverso cui cogliere gli effetti dinamici, altrimenti non individuabili attraverso il semplice uso delle normative italiane (D.M. 2008, CNR) ed internazionali (EC1).

Dai risultati delle sperimentazioni in Galleria del Vento svolte presso il Politecnico di Milano, si sono potute valutare le accelerazioni, gli spostamenti e le azioni sollecitanti di progetto, sia attraverso l'applicazione delle storie temporali ad un modello ad elementi finiti (FEM), sia attraverso l'applicazione della procedura – sperimentale, numerica ed analitica- High Force Frequency Balance (HFFB).

Per entrambi i casi, i valori calcolati sono stati comparati con quelli ottenuti con le normative si da evidenziare i limiti di quest'ultime nella progettazione di alti edifici. Tali valori sono poi comparati con quelli calcolati a partire dalle analisi (dinamica ed aeroelastica) condotte presso la Galleria del Vento.

Infine, si sottolinea la necessità di studiare appositi smorzatori (ad esempio Tuned Mass Dumper, TMD) per garantire sia un adeguato sistema resistente ultimo sia per il comfort dell'edificio.

ALTOS EDIFICIOS: PROBLEMÁTICAS ESTRUCTURALES **doctor ingeniero Nicola Longarini**

Sumario. *Entre las numerosas problemáticas relacionadas con la realización de un alto edificio, cobran una importancia fundamental la determinación de la tipología estructural (acero, hormigón o mixta), la definición de las acciones solicitantes de diseño y el control en fase de ejecución.*

Por lo que se refiere a la determinación de la tipología estructural, se detallan las principales características relacionadas con los tableros (resistencia, distorsión de tablero, resistencia al fuego, vibratilidad, insonorización, coeficiente de utilización e influencia del cimienta), cuando se realicen en acero, hormigón (ordinario o de alta resistencia) o estructura mixta.

La determinación de la tipología estructural, afecta a las necesarias operaciones de control de la geometría y de las cotas del tablero en fase de ejecución, especialmente cuando el edificio tiene una estructura mixta acero-hormigón, como podría ser, por ejemplo, el caso de la torre Libeskind de CityLife en Milán. Consideraciones análogas se hacen por lo que se refiere a la determinación de columnas y arriostramientos.

En el estudio de las acciones solicitantes de diseño, cobra una importancia fundamental la acción del viento, aún más para edificios que tienen formas y geometrías peculiares. Tomando como ejemplo la torre Isozaki de CityLife en Milán, destaca que para dicho edificio hubo que realizar un análisis detallado que permitiera establecer los efectos dinámicos, que de lo contrario no se podrían identificar a través del simple uso de las normativas italianas (D.M. 2008, CNR) e internacionales.

De los resultados de las experimentaciones en el Túnel de Viento realizadas en el Politécnico de Milán, se pudieron evaluar las aceleraciones, los desplazamientos y las acciones solicitantes de diseño, tanto a través de la aplicación de las historias temporales a un modelo de elementos finitos (MEF), como a través de la aplicación del procedimiento – experimental, numérico y analítico – High Force Frequency Balance (HFFB).

Para ambos casos, los valores calculados se comparan con los obtenidos aplicando las normativas, así que se ponen de relieve los límites de dichas normativas en el diseño de altos edificios. Dichos valores, se comparan luego con los facilitados por el análisis dinámico y aeroelástico realizado en el Túnel de Viento y con los facilitados por el Túnel de Viento (incluso a través de pruebas sobre modelo aeroelástico).

A continuación, se pone de relieve la necesidad de estudiar amortiguadores específicos (por ejemplo Tuned Mass Damper, TMD), tanto para asegurar un adecuado sistema resistente último, como, sobre todo, el confort del edificio. Finalmente, se destaca la importancia de la medida de la amortiguación, propia de la estructura una vez terminada la obra (sobre todo en casos especiales como el de la torre Isozaki), así como la necesidad de una monitorización constante de las aceleraciones y los desplazamientos en servicio.

En las conclusiones, se exponen las consideraciones de carácter económico relacionadas con las decisiones estructurales, el análisis del viento, el control en fase de ejecución y la monitorización de la obra.

1 INTRODUZIONE

In questa memoria sono affrontate alcune problematiche legate alla progettazione di alti edifici, definendo tali gli edifici aventi un'altezza compresa tra circa 130 m e 250 m (oltre quest'ultimo valore si parla comunemente di grattacieli). Nel prosieguo le problematiche affrontate sono suddivise nei seguenti argomenti:

- Materiali e tecnologie;
- Strutture d'impalcato (problematiche e soluzioni strutturali);
- Colonne (problematiche e soluzioni strutturali);
- Deformazioni differite (influenze in quota);
- Analisi al Vento.

2 MATERIALIE E TECNOLOGIE

Per la progettazione strutturale degli alti edifici i materiali usualmente impiegati sono:

- Normal Strength Concrete (NSC, $R_{ck} \leq 55$ MPa),
- High Strength Concrete (HSC o LSC, $R_{ck} > 85$ MPa),
- Acciaio,
- Strutture miste.

Tuttavia, in passato (come per gli edifici di Marina City Building a Chicago in Illinois nel 1959) si è impiegato con successo il Light Weight Concrete (LWC), assai vantaggioso considerando le seguenti grandezze :

- L_u = “lunghezza di resistenza specifica” definita dal rapporto:

$$L_u = R_c / \delta g \quad (1)$$

ove: R_c = resistenza ultima e δg = peso specifico,

- D = “lunghezza di rigidità specifica”, definita dal rapporto:

$$D = E_c / \delta g \quad (2)$$

ove: E_c = modulo di Young.

Infatti, dal confronto con gli HSC si ha che:

- $L_{u(LWC)} > L_{u(HSC)}$, poiché: $R_{c(LWC)} \cong R_{c(HSC)}$ e $\delta g_{(LWC)} < \delta g_{(HSC)}$
- $D_{(LWC)} < D_{(HSC)}$, poiché: $\delta g_{(LWC)} < \delta g_{(HSC)}$ (anche se $E_{c(LWC)} < E_{c(HSC)}$, peraltro sufficientemente contenibile considerando $\delta g_{(LWC)} \cong 0,8\delta g_{(HSC)}$).

3 IMPALCATI

Definito il materiale e la tipologia strutturale, un'importante scelta riguarda gli impalcato. Tale scelta è dettata non solo da problematiche strutturali, ma anche impiantistiche ed architettoniche. In particolare, si cerca di ridurre il pacchetto di solaio (ps) in modo da favorire il passaggio degli impianti ed ottenere maggiore altezza utile negli ambienti anche se tale diminuzione è vincolata da esigenze di comfort e di resistenza al fuoco. Pertanto, i criteri ed i parametri secondo i quali progettare e scegliere la tipologia d'impalcato più idonea sono in genere i seguenti:

- la resistenza meccanica;
- la distorsione di piano;
- la resistenza al fuoco;
- il comfort (vibratilità ed insonorizzazione);

- il coefficiente di utilizzo.

Per la resistenza meccanica (in campata, sulle continuità ed al punzonamento), indicando con il simbolo E gli effetti (nel seguito: il pedice $S_d \equiv$ sollecitante di progetto ed il pedice $R_d \equiv$ resistente di progetto), deve essere rispettata la seguente misura di sicurezza:

$$E_{S_d} \leq E_{R_d} \quad (3)$$

ove:

- gli E_{S_d} discendono dal calcolo strutturale, sulla base delle prescrizioni normative (a volte anche dalle richieste del committente) che possono suggerire le azioni;
- gli E_{R_d} discendono dalle prescrizioni normative, attraverso considerazioni ed ipotesi capaci di modellare i meccanismi resistenti per il calcolo dei rispettivi valori resistenti.

Per la distorsione di piano γ (in fase elastica e differita), deve essere garantita la precedente misura di sicurezza ($E_{S_d} \leq E_{R_d}$), ove:

- E_{S_d} è la distorsione sollecitante (calcolata tenendo conto degli effetti differiti);
- E_{R_d} è la distorsione resistente (compatibilmente con la funzionalità delle finiture ed al comfort d'esercizio).

E' bene notare che la valutazione delle distorsioni sollecitanti di progetto E_{S_d} non sempre è facile, sia per quelle di piano (specie per gli effetti differiti), sia per quelle fondazionali (per l'incerta caratterizzazione del terreno). Per altro verso, i valori resistenti E_{R_d} sono spesso dubbi ma per un primo approccio, specie per strutture intelaiate in c.a., si possono indicare come valori resistenti E_{R_d} quelli inquadrati nella successiva Tabella 1.

valori resistenti E_{R_d} per:	edifici residenziali (pavimenti tradizionali, tavolati)	palazzi uffici (pavimenti galleggianti, pareti mobili)
distorsioni di piano	(0,75÷1,00)/1000	(2,00÷3,00)/1000
distorsioni fondazionali	(1,00÷1,50)/1000	(3,00÷4,00)/1000

Tabella 1: valori di E_{R_d}

Per la resistenza al fuoco, deve essere garantita la sopravvivenza della struttura per un tempo almeno pari a quello necessario per evacuare completamente l'edificio. Pertanto, devono resistere al carico d'incendio (cioè essere, ad esempio, REI 120) non solo le superfici direttamente esposte alla possibile azione termica, ma soprattutto quelle nascoste ed i nodi. Per di più, qualora il materiale dell'impalcato abbia una elevata conducibilità termica è necessario applicare esternamente un adeguato strato di protezione (spray o vernici intumescenti) che riesca nei pochi centimetri del suo spessore a diminuire drasticamente l'effetto termico (che è la causa dell'abbassamento repentino della resistenza ultima del materiale costruttivo). Ovviamente tali considerazioni valgono anche per le colonne – come si vedrà successivamente- ed i controventi (cores).

Per le caratteristiche di comfort che l'impalcato deve assicurare, si vogliono ricordare in questa sede: la vibratilità e l'insonorizzazione.

Per lo studio della vibratilità, cioè delle vibrazioni meccaniche trasmesse attraverso l’impalcato agli occupanti, si può fare riferimento al metodo di Richer-Meister-Lenzen (RML). In tale metodo la fonte delle vibrazioni suddette è rappresentata dal moto di una o più persone sull’impalcato, ed individua diversi livelli di percezione umana di tali vibrazioni per gli occupanti il medesimo impalcato.

E’ bene ricordare, però, che esistono anche altri metodi che considerano differenti fonti di vibrazioni (ad esempio, il passaggio di automezzi in strada) e che studiano i differenti livelli di percezione sugli occupanti di più impalcati.

Il metodo RML [1] si basa su un’analisi dinamica con la quale, in funzione della frequenza naturale dell’impalcato e dell’ampiezza di oscillazione di quest’ultimo sotto un carico impulsivo variabile nel tempo (rappresentante come detto una persona mobile sull’impalcato), si individuano quattro differenti livelli di percezione delle vibrazioni trasmesse (Figura 2).

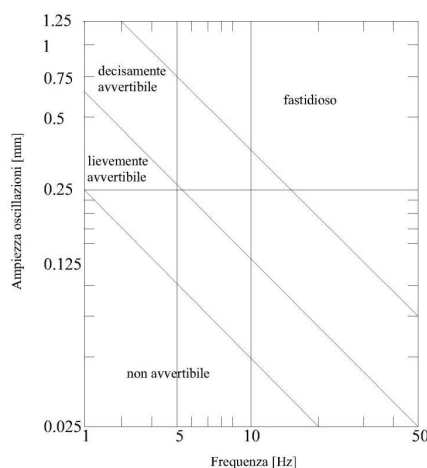


Figura 2: livelli di percezione della vibratilità (metodo RML)

Per quanto riguarda l’insonorizzazione, è evidente che essa deve essere garantita in funzione della destinazione d’uso degli ambienti; ad esempio, nel pacchetto di solaio (ps), di un edificio con destinazione d’uso ufficio, si dovrebbe prevedere un materiale fonoassorbente (opportunamente collocato) tale da creare una “trappola” acustica (Figura 3).

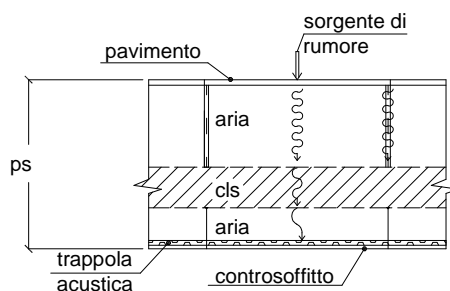


Figura 3: esempio di collocamento della trappola acustica

Per il coefficiente di utilizzo, si vuole ricordare che esso rappresenta un particolare rendimento dell’impalcato attraverso cui è possibile stimare quanto carico l’impalcato

stesso riesce a sopportare con il peso proprio strutturale. Pertanto, il coefficiente di utilizzo (c) è valutabile, attraverso la seguente espressione:

$$c = \frac{p}{g_s} = \frac{g+q}{g_s} = \frac{(g_s + g_f) + q}{g_s}, \quad (4)$$

ove:

- g_s = peso proprio strutturale;
- g_f = carichi permanenti non strutturali (finiture ed impianti);
- q = carichi variabili.

Qualora la struttura fosse in calcestruzzo armato, il valore di c dovrebbe essere almeno pari a 2, ma si ricorda che nelle moderne costruzioni, per venire incontro alle esigenze di protezione al fuoco e di comfort, si possono avere valori di c minori di 2 (comunque già raggiunto in passato). Ad esempio, a Milano (Figura 4 e Figura 5):

- Palazzo Pirelli di Ponti e Nervi (circa 125 m, anni 1956 - 1958), $c = 2$;
- Torre A - Isozaki in “CityLife” (circa 220 m, in progetto), $c \cong 1,90 \div 1,92$;
- Torre B – Hadid in “CityLife” (circa 190 m, in progetto), $c \cong 1,78 \div 1,80$;
- Torre della Moda in “Porta Nuova” (circa 210 m con “spire”, in exec.^{ne}), $c \cong 1,90$.



Figura 4: da sinistra: Palazzo Pirelli, Torre Isozaki, Torre Hadid, Torre della Moda

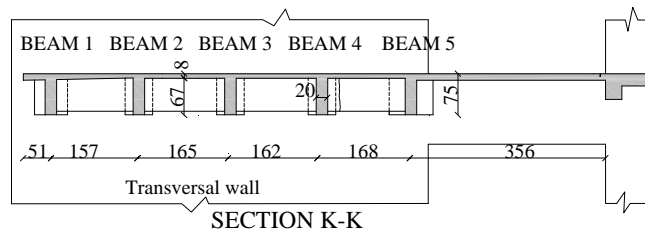


Figura 5: pianta di piano e sezione dell’impalcato del Palazzo Pirelli

Sulla base dei parametri progettuali fino a qui descritti si riportano alcune possibili soluzioni d’impalcato, legate ovviamente alla configurazione della pianta di piano, analizzate per un importante alto edificio attualmente in progettazione.

La soluzione n.° 1 in acciaio (Figura 6) presenta le seguenti caratteristiche:

- distorsione di piano meglio valutabile rispetto alle soluzioni in NSC e HSC;
- alta vibratilità ed altamente sonora;

- difficile protezione al fuoco: REI 120 (solo con spray e/o vernici), incerta protezione dei nodi;
- $c = 2,35$ ($g_s = 3,90 \text{ kN/m}^2$, $g_f + q = 5,25 \text{ kN/m}^2$).

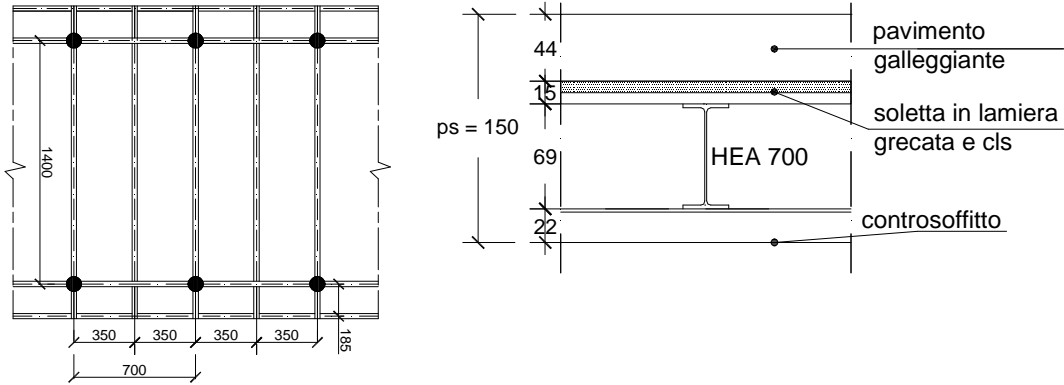


Figura 6: soluzione n.°1 in acciaio, pianta di piano e sezione impalcato

La soluzione n.° 2 in acciaio (Figura 7) presenta le seguenti caratteristiche:

- distorsione di piano meglio valutabile rispetto alle soluzioni in NSC ed HSC;
- alta vibratilità ed altamente sonora;
- difficile protezione al fuoco: REI 120 (solo con spray e/o vernici), incerta protezione dei nodi;
- $c = 2,46$ ($g_s = 3,60 \text{ kN/m}^2$, $g_f + q = 5,25 \text{ kN/m}^2$).

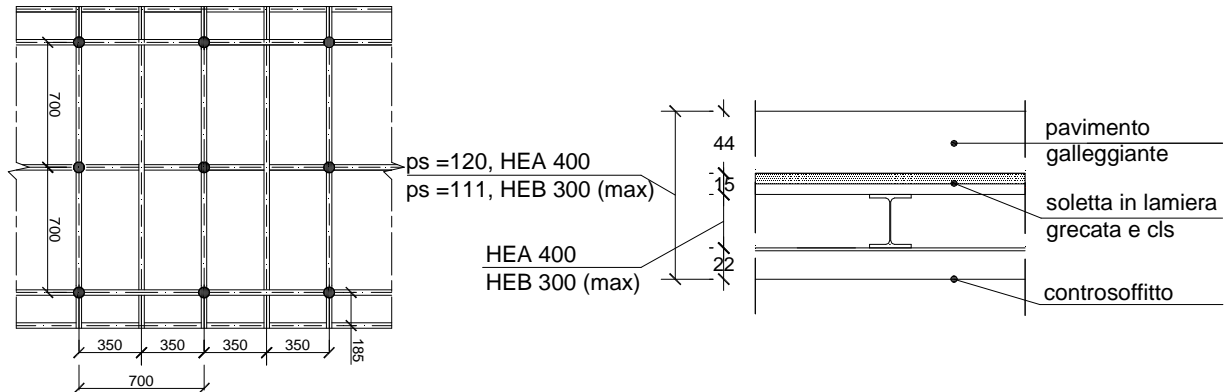


Figura 7: soluzione n.°2 in acciaio, pianta di piano e sezione impalcato

La soluzione n.°1 in NSC (Figura 8), presenta le seguenti caratteristiche:

- distorsione di piano di incerta valutazione (contributi differiti);
- scarsa vibratilità, potrebbe essere sonora;
- protezione al fuoco: REI 120 (con copriferro minimo 40 mm);
- $c = 1,91$ ($g_s = 5,75 \text{ kN/m}^2$, $g_f + q = 5,25 \text{ kN/m}^2$).

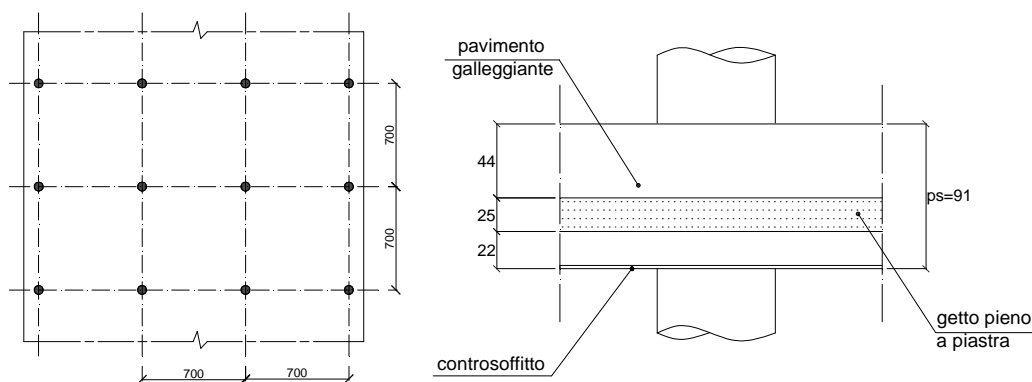


Figura 8: soluzione n.°1 in NSC, pianta di piano e sezione impalcato

La soluzione n.°2 in NSC (Figura 9), presenta le seguenti caratteristiche:

- distorsione di piano di incerta valutazione (contributi differiti trave e soletta differenti);
- leggermente più vibratile della soluzione n.° 1 in NSC, potrebbe essere sonora;
- protezione al fuoco: REI 120 (garantito dal prefabbricatore);
- $c = 1,95$ ($g_s = 5,50 \text{ kN/m}^2$, $g_f + q = 5,25 \text{ kN/m}^2$).

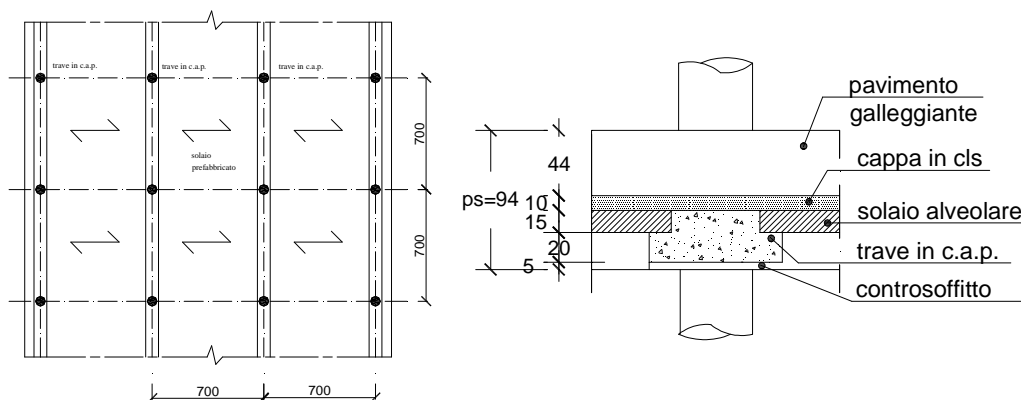


Figura 9: soluzione n.°2 in NSC, pianta di piano e sezione impalcato

La soluzione n.°1 in HSC (Figura 10) con cavi di post-tensione bidirezionali, presenta le seguenti caratteristiche:

- distorsione di piano di incerta valutazione (contributi differiti);
- scarsa vibratilità, potrebbe essere sonora;
- protezione al fuoco: REI 120 (con copriferro minimo 40 mm);
- $c = 2,05 \div 2,00$ ($g_s = 5,00 \div 5,25 \text{ kN/m}^2$, $g_f + q = 5,25 \text{ kN/m}^2$).

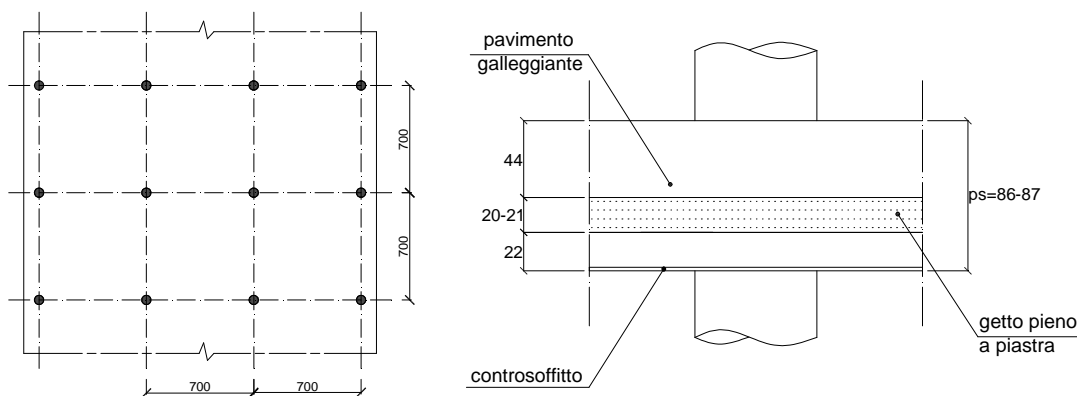


Figura 10: soluzione n.°1 in NSC, pianta di piano e sezione impalcato

La soluzione n.°2 in HSC (Figura 11) con armatura lenta, presenta le seguenti caratteristiche:

- distorsione di piano di incerta valutazione (contributi differiti);
- scarsa vibratilità, potrebbe essere sonora;
- protezione al fuoco: REI 120 (con copriferro minimo 40 mm);
- $c = 1,99 \div 1,95$ ($g_s \cong 5,30 \div 5,55 \text{ kN/m}^2$, $g_f + q = 5,25 \text{ kN/m}^2$).

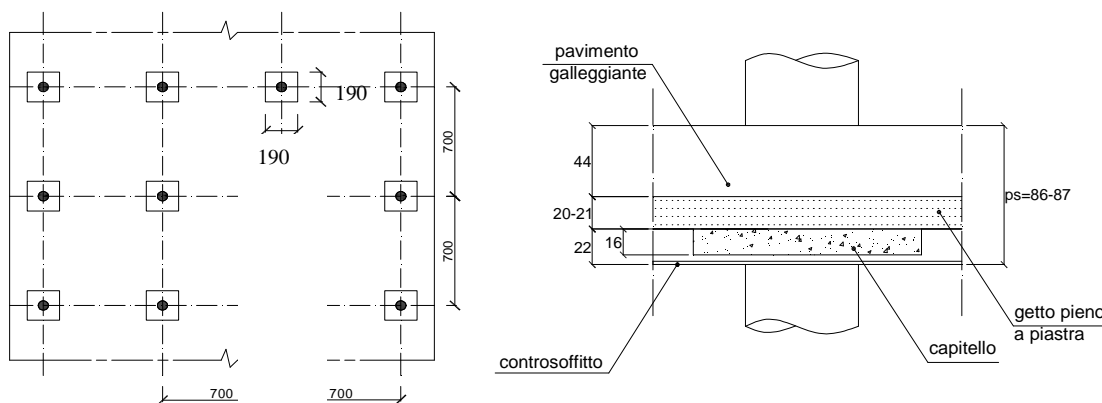


Figura 11: ne n.°2 in NSC, pianta di piano e sezione impalcato

4 COLONNE

La tipologia della colonna è legata a quella degli impalcati e dei “cores” ed è bene ricordare che la scelta finale di tale tipologia non dipende solo dalle esigenze architettoniche (minori ingombri e forme particolari), ma anche da quelle economico-costruttive e dalla resistenza al fuoco.

Per le esigenze esecutive-economiche si riporta il seguente esempio. In un alto edificio con colonne circolari ed impalcati in calcestruzzo, potrebbe essere proposta una soluzione che prevede (per contenere gli ingombri in pianta) l’inserimento di profili in acciaio nelle colonne in c.a.. Tale soluzione è molto costosa ed, allo stesso tempo, i suoi tempi di realizzazione non sono brevi. Pertanto, si potrebbe di aumentare leggermente il diametro della colonna sì da eliminare il profilato, ottenendo: minori costi sui materiali, nella realizzazione ed allo stesso tempo una più rapida esecuzione (soprattutto dei nodi di piano, i quali vedrebbero “passare” solo le barre di armatura).

Per quanto riguarda la resistenza al fuoco, si riporta a titolo d'esempio il seguente confronto tra colonne circolari di diverso materiale (CFT, S e RC) e stesso diametro $\phi = 610$ mm (con spessore della camicia in acciaio $s = 4$ cm) sottoposte al carico d'incendio secondo la ISO834 [2]. Dall'analisi termica [3÷5] si hanno le seguenti mappe cromatiche delle temperature (Figura 12 e Figura 13).

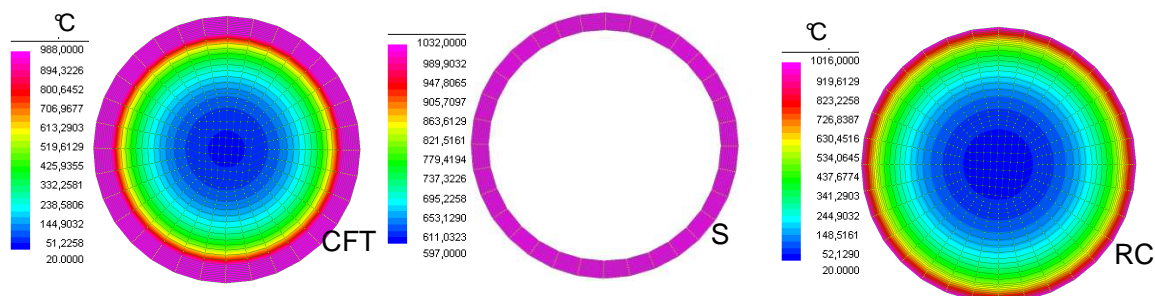


Figura 12: mappe cromatiche per colonne senza protezione (CFT = Concrete Filled Tube, S = Steel, RC = Reinforced Concrete)

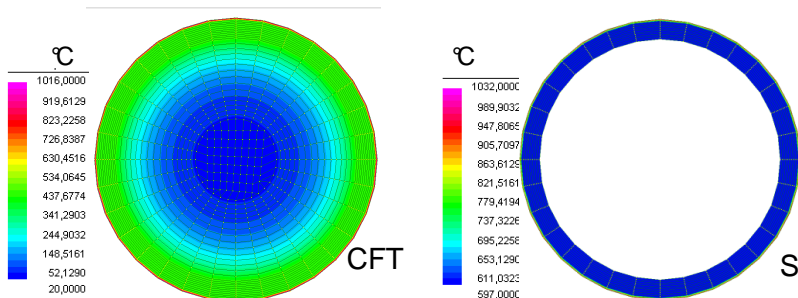


Figura 13: mappe cromatiche per colonne con protezione tipo commerciale (spessore = 4 cm, calore specifico = 1047 J/kgK, conducibilità termica = 0,116 W/mK e densità = 400kg/m³)

Una volta note le temperature negli strati di materiale, si attribuiscono a questi ultimi i coefficienti di riduzione della resistenza a compressione (utilizzando: l' EC2 [6] per le colonne in RC (C50/60), l' EC3 [6] per quelle in S e l'EC4 [6] per quelle in CFT). Per le colonne suddette, i risultati ottenuti sono riportati nella successiva Tabella 2.

Tipologia colonna	N_{Rd} senza incendio [kN]	N_{Rd} con incendio [kN]	Diminuzione di N_{Rd} [%]	Aumento di N_{Rd} con protezione [%]
CFT, senza protezione	44906	9723	78	---
RC, senza protezione	15580	11196	28	---
S, senza protezione	28702	1091	96	---
CFT, con protezione	44906	39796	12	65
S, con protezione	28702	13490	53	92

Tabella 2: resistenze sotto il carico d'incendio

5 DEFORMAZIONI DIFFERITE

Il problema delle deformazioni differite dipende dalla soluzione strutturale prescelta. Tra quelle possibili si ricordano le seguenti:

- soluzione 1: core in c.a. ed impalcati in acciaio;
- soluzione 2: core in c.a. ed impalcati in c.a.;
- soluzione 3: core in acciaio ed impalcati in acciaio.

Analizzando le suddette soluzioni si vede che:

- la soluzione 1 è la peggiore, perchè il “core” è elasto-plastico (aumento delle deformazioni verticali nel tempo) mentre l’impalcato è solo elastico. Le unioni fra il “core” e gli impalcati devono consentire, in questo caso, i relativi spostamenti differenziali in verticale, (ad es., aste incernierate ai loro estremi);
- la soluzione 2 presenta i problemi precedenti seppure in misura minore, per i diversi tassi di lavoro del calcestruzzo del core e del calcestruzzo degli impalcati a fianco;
- la soluzione 3, specie per edifici di forma complessa, necessita di un continuo controllo in quota delle geometrie al fine di ottenere, come risultato finale, la geometria progettata in sede architettonica, (come ad es. per la Torre C-Libeskind di “CityLife” a Milano, Figura 14).

Tale controllo in fase di costruzione è necessario anche per le soluzioni 1 e 2, poiché salendo in elevazione bisogna prestare attenzione alle effettive quote di piano raggiunte in altezza dalle due parti strutturali, onde evitare successivi livellamenti di materiale, peraltro dannosi per il comportamento statico e dinamico dell’intera struttura).

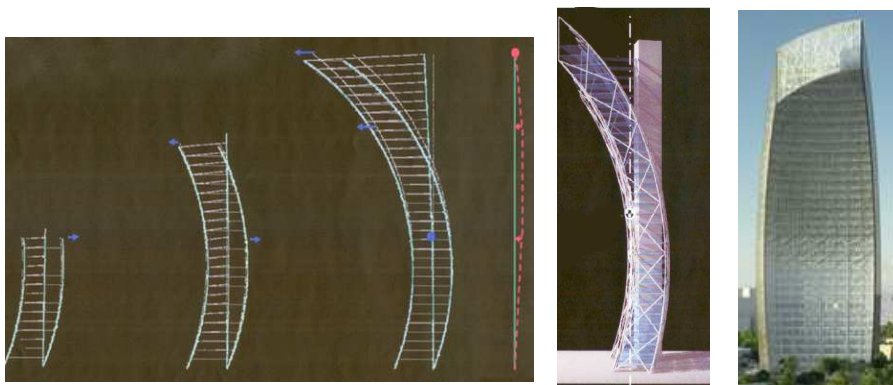


Figura 14: Torre Libeskind (da progetto preliminare ARUP, NY)

6 AZIONE DEL VENTO

Per gli alti edifici l’azione del vento è l’azione sollecitante orizzontale più importante, specie se l’edificio possiede un’elevata snellezza geometrica (ad es. $\lambda = 8 \div 10$) o una particolare geometria. Per tale azione risulta fondamentale la verifica della sicurezza per le seguenti grandezze (ove, al solito, il pedice $S_d \equiv$ sollecitante di progetto, ed il pedice $R_d \equiv$ resistente di progetto).

$$\text{- accelerazioni:} \quad a_{S_d} \leq a_{R_d} \quad (5)$$

$$\text{- spostamenti :} \quad S_{S_d} \leq S_{R_d} \quad (6)$$

$$\text{- effetti (azioni) :} \quad E_{S_d} \leq E_{R_d} \quad (7)$$

Per le a_{sd} , possono essere considerati validi per un periodo di ritorno (T_R) di 10 anni i valori limite riportati nella Tabella 3.

Destinazione d'uso	Valori di progetto		Commenti
	[m/s ²]	[milli-g]	
Residenziale	0.039÷0.082	4.03÷8.43	Fino a 0.049 m/s ² (circa 5 milli-g) il movimento è impercettibile
Hotel e breve residenza	0.039÷0.082	4.03÷8.43	Consigliati dalla normativa australiana
Uffici	0.196÷0.245	20÷25	Con questi valori il movimento è percettibile e la fastidiosità è soggettiva; oltre 0.5m/s ² (circa 50 milli-g) si hanno problemi fisici gravi

Tabella 3: accelerazioni sollecitanti di progetto

Per gli S_{Sd} (in sommità) e S_{Sid} (d'interpiano) possono essere considerati i seguenti valori limite (Tabella 4), ripresi dal Palazzo della Nuova Sede Regione Lombardia.

Valori di S_{Sd}	Valori di S_{Sid}
$h/500 \leq S_{Sd} \leq h/400$ (per $h = 200 \text{ m} \rightarrow 0.45 \text{ m} \leq S_{Sd} \leq 0.55 \text{ m}$)	$S_{Sid} \leq h_i/400$ (per $h_i = 4 \text{ m} \rightarrow S_{Sid} \leq 0.01 \text{ m}$)

(ove: h = altezza edificio ed h_i = misura d'interpiano)

Tabella4: spostamenti sollecitanti di progetto

Per gli effetti (azioni) E_{Sd} , si ricorda che spesso non è sufficiente condurre un calcolo solo attraverso le normative (in Italia: EC1, D.M. 2008 ed Istruzioni C.N.R 2008) ma eseguire opportune sperimentazioni in Galleria del Vento al fine di valutare anche gli effetti dinamici (ed eventualmente aeroelastici) dell'azione del vento sulla struttura. Ciò è possibile solo dopo aver condotto un accurato studio del vento "direzionale" della zona in cui l'alto edificio sarà costruito.

7 ANALISI DINAMICA

In questo capitolo si riportano le sollecitazioni di progetto (accelerazioni, ed azioni) per la torre Isozaki, calcolate attraverso due differenti analisi dinamiche che si basano sulle sperimentazioni condotte presso Galleria del Vento del Politecnico di Milano (GVPM). Si ricorda che, nelle prove in GVPM, è stato riprodotto il vento di progetto direzionale indicato negli elaborati redatti dall'Università di Genova (uniGE) nel 2006. Infine, si sottolinea che le caratteristiche strutturali della torre, sulla base delle quali è stato implementato il modello ad elementi finiti (FEM), sono quelle indicate in fase di Progetto Strutturale Preliminare e che alcune di esse, in fase di Progetto Strutturale Definitivo, sono state modificate (a livello geometrico, architettonico e dei materiali). Le caratteristiche considerate sono:

- Altezza, $h \cong 230 \text{ m}$;
- Pianta di piano rettangolare, di lati $l_1 \cong 64 \text{ m}$ ed $l_2 \cong 23 \text{ m}$ (da cui: $\lambda \cong 10$);
- Colonne e "Cores" in HSC ($R_{ck} \cong 75 \text{ MPa}$);
- Impalcati a piastra in NSC ($R_{ck} \cong 45 \text{ MPa}$).

Nella successiva Figura 15 si riporta l'orientamento della torre rispetto le direzioni del vento ed i valori del vento direzionale per differenti T_R .

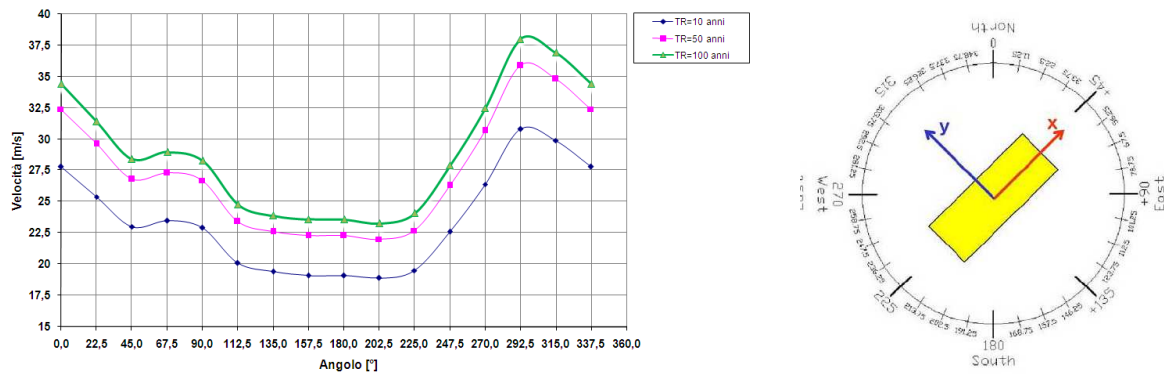


Figura 15: vento di progetto e layout torre

Nelle prove in GVPM sono stati utilizzati due tipi di modello: uno rigido con bilancia dinamometrica al piede ed uno aeroelastico (con un vincolo speciale al piede per riprodurre il terreno) Le prove sono state condotte nelle due configurazioni: “torre A + contesto” (in cui le torri B e C non erano presenti) e “torre A + PII” (in cui le torri B e C erano presenti, Figura 16). Posizionando circa 400 prese di pressione sui modelli, in GVPM sono state misurate le sollecitazioni al piede (tramite bilancia dinamometrica) nelle 16 direzioni e la pressione superficiale (per individuare l'entità dei carichi locali). Tali sollecitazioni (forze F e momenti M) misurate dalla bilancia sono state restituite sotto forma dei seguenti coefficienti adimensionali di F e di M :

$$C_{FX} = \frac{F_X}{q \cdot B \cdot H} \quad C_{FY} = \frac{F_Y}{q \cdot B \cdot H} \quad C_{MX} = \frac{M_X}{q \cdot B \cdot H^2} \quad C_{MY} = \frac{M_Y}{q \cdot B \cdot H^2} \quad C_{MZ} = \frac{M_Z}{q \cdot B^2 \cdot H} \quad (8)$$

nei quali:

- $q = 1/2\rho V_H^2$ con ρ = densità dell'aria, V_H = vel. media all'altezza di riferimento
- B = lato lungo dell'edificio ed H = altezza dell'edificio



Figura 16: le tre torri nella GVPM

7.1 ANALISI CON “TIME HISTORY”

Questa analisi si basa sull’applicazione delle storie temporali della pressione sul modello ad elementi finiti (FEM) della torre Isozaki. Note le pressioni per ogni presa, s’individuano le aree d’influenza di ciascuna (attraverso il metodo dei topoieti, Figura 17) e, quindi, le aree d’influenza di ogni k-esimo piano (Figura 18). Quindi, si procede con il calcolo delle F e dei M, per ogni piano e per ogni direzione del vento, attraverso le seguenti relazioni (valide per le aree di Figura 18):

$$F_k = (p_1 A_1 + p_2 A_2 + p_3 A_3 + p_4 A_4 + p_5 A_5 + p_6 A_6 + p_7 A_7) \quad [\text{kN}] \quad (9)$$

$$M_k = (p_1 A_1 l_1 + p_2 A_2 l_2 + p_3 A_3 l_3 + p_4 A_4 l_4 + p_5 A_5 l_5 + p_6 A_6 l_6 + p_7 A_7 l_7) \quad [\text{kNm}] \quad (10)$$

ove:

- p_i = “time-history” della pressione nella presa i-esima (nell’esempio $i = 1 \div 7$);
- l_i = distanza del baricentro dell’area di influenza A_i , (associata alla presa i-esima) dal baricentro di piano.

Si osservi che F ed M sono funzione del tempo e della direzione del vento.

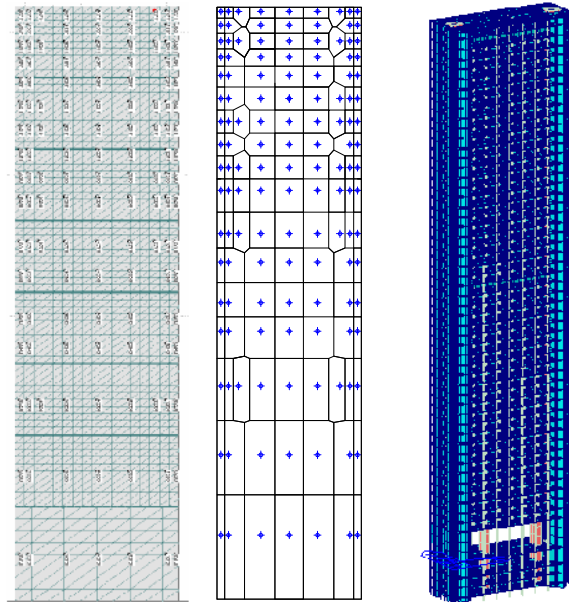


Figura 17 prese di pressione, metodo dei topoieti e modello FEM

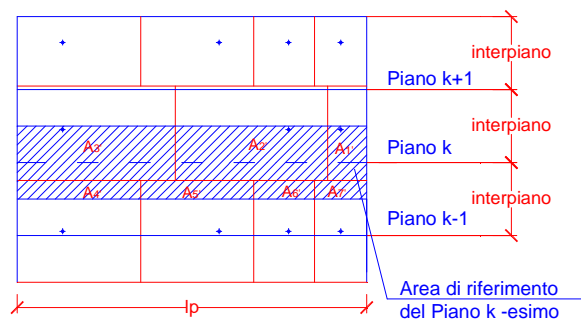


Figura 18: individuazione delle aree di riferimento per un piano

Nella precedente Figura 17 è riportato il FEM, implementato con elementi “beam” e “plate”, nel quale i nodi di piano sono stati mutuamente vincolati sì da non consentire spostamenti orizzontali relativi tra gli stessi, simulando così una rigidità infinita del solaio nel proprio piano. Per ogni suo piano è stato definito un nodo master (coincidente col baricentro di piano) cui assegnare le F ed M sopra definite. Il FEM, in prima ipotesi, è stato incastrato alla base.

Poiché le sollecitazioni (F ed M) sono funzione del tempo e della direzione, per una fissata direzione, l’andamento temporale che esse mostrano è del tipo riportato nella successiva Figura 19. Considerando i primi 10 modi di vibrare ed ipotizzando smorzamenti (ξ) del 1% e del 4% (raggiungibile solo con dampers aggiuntivi) sono state ottenute le accelerazioni a_{sd} riportate in Figura 20. Si noti il valore di $a_{sd} = 0,45$ m/s^2 (per $\xi = 1\%$), ben al di sopra del valore limite $a_{Rd} = 0,20$ m/s^2 .

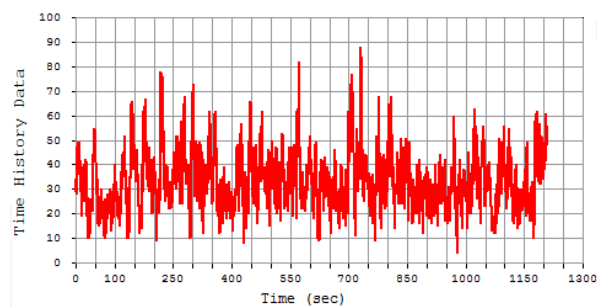


Figura 19: esempio di andamento temporale di un'azione di piano

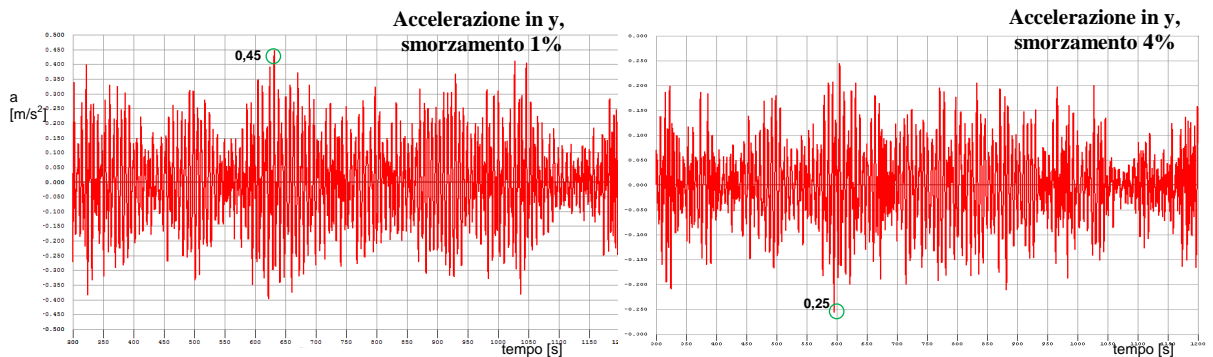


Figura 20: accelerazioni ottenute per diversi valori di smorzamento

7.2 ANALISI CON HFFB

La procedura denominata HFFB (High Frequency Force Balance) [9÷15] è di tipo: sperimentale (poiché sono necessarie le prove in GVPM), numerica (poiché bisogna implementare il FEM) ed analitica (poiché va seguito un preciso procedimento, nel seguito riportato).

La HFFB definisce l’azione sollecitante totale come somma di una componente statica e di una dinamica. La componente dinamica si compone, a sua volta, di una quota parte di background e di una risonante (Figura 21). Pertanto, il momento totale è dato dalla seguente relazione:

$$\hat{M}_{tot} = \bar{M} + g_B \cdot \sigma_{MB} + g_R \cdot \sigma_{MR} \quad (11)$$

ove:

- \hat{M}_{tot} = momento sollecitante totale (statico e dinamico);
- \bar{M} = componente statica del momento sollecitante;
- $g_B \cdot \sigma_{MB}$ = quota parte di background della componente dinamica;
- $g_R \cdot \sigma_{MR}$ = quota parte di risonanza della componente dinamica.

Nella suddetta (11) è possibile distinguere i due seguenti contributi:

- il valore estremo (di Gumbel) del momento: $\hat{M} = \bar{M} + g_B \cdot \sigma_{MB}$ (12)
- il valore risonante del momento:

$$g_R \cdot \sigma_{MR} = \hat{M}_{dyn,R} = \left(\sqrt{2 \cdot \ln(f \cdot T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \cdot \ln(f \cdot T)}} \right) \cdot \sqrt{\frac{\pi}{4 \cdot \xi}} \cdot f \cdot S_M(f) \quad (13)$$

Nelle (12) e (13), si è usata la seguente simbologia:

- T = finestre temporali in cui valutare il massimo della sollecitazione (600 s);
- f = frequenza del modo considerato (f_1 , f_2 e f_3);
- $S_M(f)$ = Power Spectral Density (PSD) del momento sollecitante;
- ξ = smorzamento dell'edificio.

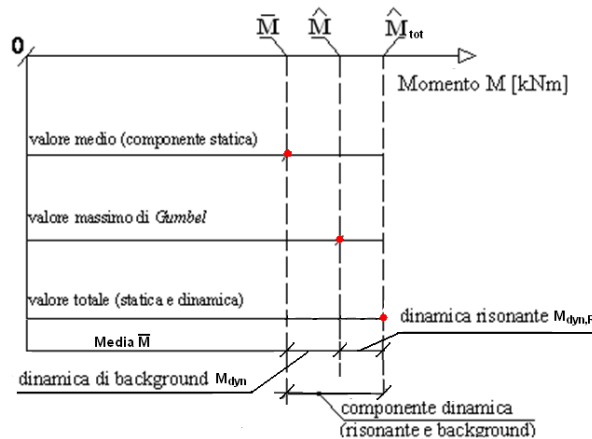


Figura 21: componenti di un'azione sollecitante

E' bene osservare che il valore di Gumbel si estrae dai valori massimi e minimi di ogni storia temporale registrata in Galleria. Per tali valori estremi si ha una distribuzione Fisher-Tippet tipo II (detta di Gumbel). La stima corretta del valore estremo di un coefficiente di carico (di pressione, di forza o di momento) dipende dal T_R ad esso associato, infatti: il corretto coefficiente di carico di Gumbel deve essere generato da un vento di progetto avente una velocità a cui, a sua volta, è associato lo stesso suo T_R .

Inoltre, se il valore di Gumbel di un carico X (ad es., X = carico estremo di pressione) è dato dalla relazione $X = (1/2) \cdot \rho \cdot V^2 \cdot c$ (con: c = generico coefficiente di pressione e V = generica velocità del vento), vi è che X può essere generato da un determinato intervallo di valori di V e di c (nel quale intervallo, ad elevati valori di V corrispondono bassi valori di c, e viceversa).

Per i valori di V e di c si hanno due funzioni di densità di probabilità e per esse esiste la "Funzione di Densità di Probabilità Congiunta"(join PDF) che ha la forma a campana disegnata nel piano V-c di Figura 22. In [16÷18] si trova che, per un $T_R = 50$ anni, il valore della variabile ridotta y_c caratterizzante la join PDF è $y_c = 1,4$; per essa il 99% del volume della campana è coperto. Ad $y_c = 1,4$ corrisponde un valore del generico

coefficiente di pressione c pari a $c = U_c + 1,4/a_c$ (con: $U =$ moda degli estremi, $1/a =$ dispersione). Tale c è noto come coefficiente di “Cook-Mayne”.

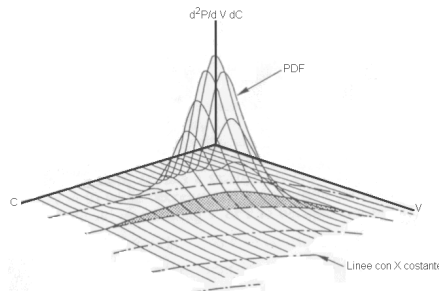


Figura 22: diagramma V-c della joint PDF

Per la PSD [19], si ricorda che essa rappresenta la densità di potenza spettrale delle fluttuazioni della sollecitazione; essa, cioè, mostra il diverso contenuto “energetico” delle frequenze presenti nel segnale (il suo integrale fornisce la potenza del segnale stesso). Nel caso del vento, la stima dello spettro soffre di diversi problemi (ad es., disturbi del segnale in galleria) da cui deriva l’irregolarità degli andamenti (in Figura 23 se ne riporta uno ad esempio) che possono essere “lisciati” con metodi parametrici (Yule-Walker) o non parametrici (Welsh).

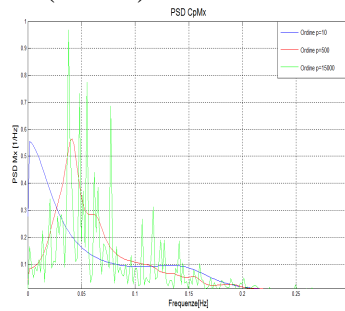


Figura 23: esempio di PSD ed esempi di “lisciamento”

Considerando uno dei tre modi dell’edificio (ad es. il primo), se a tale modo è associata una forma (modale) definita alle varie quote da una funzione $\phi_1(z)$, è possibile ricostruire una distribuzione modale di forze. Esse sono definite “equivalenti” ($F_{eq}(z)$) e tengono conto della parte dinamica risonante della sollecitazione. Dalle F_{eq} (14), è possibile calcolare il valore delle accelerazioni traslazionali (15). Infatti:

$$F_{eq}(z) = \hat{M}_{dyn,R} \cdot \frac{m(z) \cdot \phi_1(z)}{\int_0^H m(z) \cdot \phi_1(z) \cdot z \cdot dz} \quad (14) \quad \text{ed} \quad \ddot{Y}(z) = \frac{\int_0^H F_{eq}(z) \cdot \phi_1(z) \cdot dz}{\int_0^H m(z) \cdot \phi_1^2(z) \cdot dz} \cdot \phi_1(z) \quad (15)$$

Nelle (14) e (15) gli autovettori (ϕ) e le masse (m) si ricavano, per ogni piano, dal FEM.

Analogamente, per le accelerazioni torsionali $\ddot{\vartheta}(z)$ (17) è necessario calcolare il valore del momento equivalente $M_{eq}(z)$ con la (16). Adottando la stessa simbologia delle (14) e (15), e con $I(z)$ pari al momento d’inerzia lungo lo sviluppo verticale della torre si

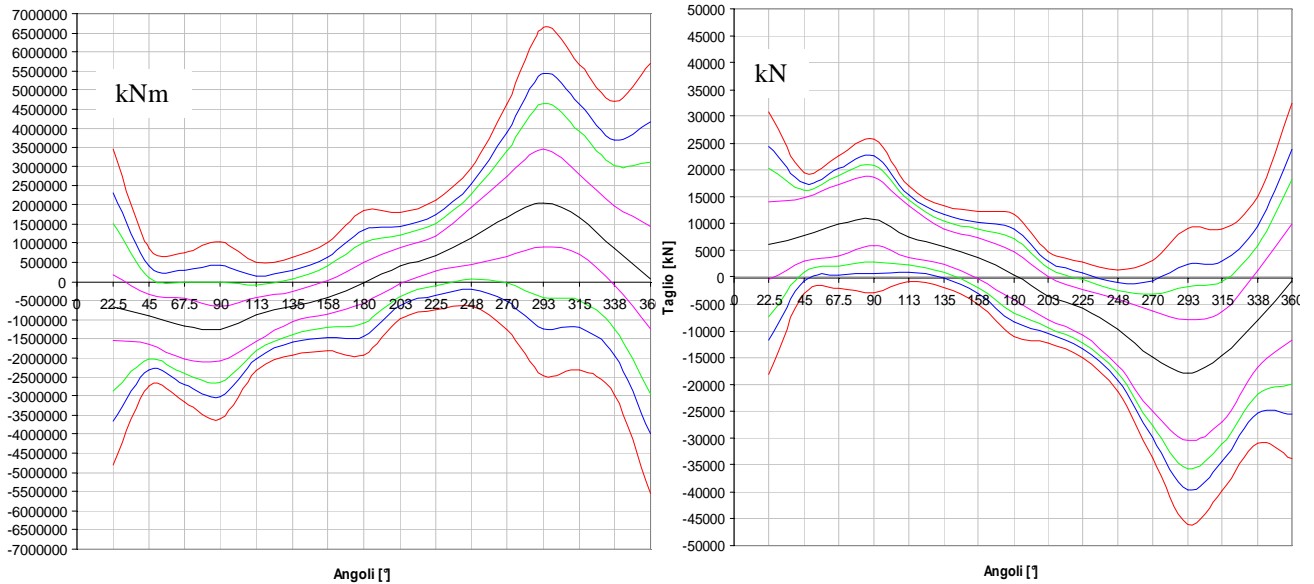
$$M_{eq}(z) = \hat{M}_{dyn,R} \cdot \frac{\int_0^H I(z) \cdot \phi_1(z) \cdot dz}{\int_0^H I(z) \cdot \phi_1(z) \cdot dz} \quad (16) \quad \text{ed} \quad \ddot{\theta}(z) = \frac{\int_0^H M_{eq}(z) \cdot \phi_1(z) \cdot dz}{\int_0^H I(z) \cdot \phi_1^2(z) \cdot dz} \cdot \phi_1(z). \quad (17)$$

Per quanto esposto, si intuisce che la componente statica e la quota parte dinamica di background non inducono amplificazioni dinamiche lungo lo sviluppo verticale dell'edificio, bensì solo effetti statici (perciò non vengono considerate nel calcolo delle accelerazioni). Però tutte e tre le componenti, opportunamente combinate (ad esempio, secondo il metodo Squared Root of the Sum of the Squares, SRSS) vanno considerate per valutare l'effetto di una sollecitazione sull'edificio. La combinazione è:

$$\hat{r} = \bar{r} + \sqrt{\hat{r}_B^2 + \hat{r}_R^2} \quad (18)$$

Per comprendere l'amplificazione dinamica dovuta, per la torre Isozaki, alla geometria caratterizzata da una snellezza elevata e da una pianta di piano priva di angoli smussati (che amplifica il fenomeno di distacco dei vortici), si riportano in Figura 24 gli andamenti del taglio T_y e del momento M_x in funzione della direzione del vento.

Per quanto riguarda le accelerazioni, riferendosi al punto di vertice della pianta di piano, sono stati ottenuti valori molto elevati, ben maggiori di quelli limite (si veda il successivo Capitolo 8). I valori dell'accelerazione tengono conto delle due componenti traslazionali e della componente torsionale, combinando tali componenti secondo opportuni coefficienti [9]. Pertanto, sia per venire incontro alle esigenze di comfort che a quelle di resistenza strutturale, qualora l'alto edificio fosse piuttosto sollecitato, è necessario progettare un sistema aggiuntivo di smorzamento.



Legenda dei valori:

- medio
- di Gumbel (max. e min.)
- totale $\xi = 1\%$ (max. e min.)
- totale $\xi = 2\%$ (max. e min.)
- totale $\xi = 4\%$ (max. e min.)

Figura 24: andamenti momento (a sinistra) e del taglio (a destra) alla base in direzione y

8 LIMITI DELLE NORMATIVE

I risultati delle procedure dinamiche comparati con quelli delle normative, mostrano i notevoli limiti che le normative hanno per il calcolo delle azioni sollecitanti sugli alti edifici. Per le accelerazioni, si è ottenuto quanto inquadrato nella sottostante Tabella 5.

	GVPM	“time-history”	HFFB	CNR	EC1
a_{\max} ($\xi = 1\%$ - $T_R = 10$ anni) [m/s^2]	0,48	0,45	0,47	0,53	0,16
a_{\max} ($\xi = 4\%$ - $T_R = 10$ anni) [m/s^2]	0,22	0,25	0,24	—	—

Tabella 5: accelerazioni sollecitanti di progetto

Le prove in galleria su modello aeroleastico hanno confermato i valori delle accelerazioni di Tabella 5 (per $\xi = 1\%$ e $T_R = 10$ anni, $a_{\max} = 0,48 m/s^2$; per $\xi = 1\%$ e $T_R = 100$ anni, $a_{\max} = 0,64 m/s^2$).

Per le azioni sollecitanti, si è notato che nella stima della parte statica le normative (EC1[6], D.M.2008 [20] e CNR [21]) forniscono valori comparabili con quelli delle procedure dinamiche, ma non tengono conto né degli effetti dinamici né delle sollecitazioni across-wind (salvo le CNR). Considerando le velocità direzionali dell'Università di Genova (dove: per $0^\circ v = 34,4 m/s$, per $270^\circ v = 32,5 m/s$ e per $292,5^\circ v = 38 m/s$) in luogo della velocità adirezionale da normativa ($v = 33 m/s$), per un $T_R = 100$ anni, sono stati ottenuti i valori del taglio alla base riportati nella sottostante Tabella 6.

direzione del vento	direzione del taglio	CNR (EC1)	HFFB
		T [kN]	T [kN]
0° - 180°	along-wind	12211 (10392)	10816
	across-wind	10079	33863
90° - 270°	along-wind	31881 (31000)	33597
	across-wind	13322	15499
292.5°	asse x	---	27955
	asse y	---	46052

Tabella 6: azioni sollecitanti di progetto

Dalla Tabella 6 si nota come la sola applicazione delle normative non sia sufficiente per comprendere il comportamento across-wind dell'edificio che, in questo caso, dipende dal distacco di vortici. Infatti, dalle registrazioni in GVPM, emerge che la torre presenta elevate sollecitazioni across-wind a causa della sua forma (corpo tozzo privo di smussature) che favorisce la separazione della vena fluida nelle zone limitrofe agli spigoli, distaccando vortici. Tale fenomeno innesca la forza di Lift (F_L , perpendicolare al vento) che, agendo insieme alla forza di Drag (F_D , parallela vento), può indurre oscillazioni sulla struttura. Queste ultime, a loro volta, possono innescare pericolosi effetti dinamici, quali: galloping (flessionale), divergenza o il flutter (flessionale/torsionale).

Dall'applicazione delle norme, la struttura non sembrerebbe subire il distacco dei vortici, poiché tale fenomeno si avrebbe: per l'EC1 quando $v_{cr} < 1.25 v_m$ e per le CNR

quando $v_{cr} < v_m$ (ove: v_{cr} è la velocità critica per la quale la frequenza di distacco dei vortici uguaglia la frequenza propria della torre, e v_m è la velocità di riferimento). In questo caso la verifica, secondo le normative, sarebbe soddisfatta in quanto (per $T_R = 10$ anni) v_{cr} è circa 50 m/s, ben maggiore della $v_m = 31.75$ m/s calcolabile con l'EC1 e della $v_m = 31.9$ m/s calcolabile con le CNR.

9 DAMPER

La scelta della tipologia dello smorzatore (damper) [22÷24] è importantissima poiché influenza, non solo il comportamento della struttura, ma anche il layout dell'alto edificio, ovviamente con ripercussioni sui costi di realizzazione e di manutenzione.

La scelta può ricadere su dampers passivi (a masse accordate, a masse liquide accordate o viscosi) che modificano permanentemente le caratteristiche dinamiche della struttura (modificandone le masse, la rigidità e lo smorzamento), oppure dampers attivi (a masse attive o a rigidità variabile) che esercitano forze aggiuntive sulla struttura. Negli ultimi anni, per gli alti edifici, la tendenza è utilizzare smorzatori passivi posti in sommità (o posizionati opportunamente nei controventi) il cui funzionamento è sempre garantito, anche in caso di piccole vibrazioni. Per quanto essi rappresentino, rispetto agli attivi, una soluzione più semplice dal punto di vista della realizzazione e del mantenimento, il loro posizionamento richiede una notevole occupazione di spazio (a volte anche più piani), che ovviamente ha un forte peso economico sull'opera.

Dalle simulazioni fatte presso la GVPM il damper ad acqua, inizialmente studiato per la torre Isozaki in fase di Progetto Preliminare, ha mostrato uno smorzamento aggiuntivo di circa il 2,5%. Un'ulteriore analisi condotta attraverso la modellazione di smorzatori viscosi nel FEM (sempre in Figura 25) della torre, ha mostrato: una diminuzione del 45% del taglio al piede, una diminuzione del 25% dell'accelerazione di picco ed una diminuzione del 33% dello spostamento in sommità.

Proprio per le importanti diminuzioni delle sollecitazioni, un interrogativo importante per i progettisti di un alto edificio riguarda il considerare (o meno) lo smorzatore nel calcolo delle azioni resistenti allo Stato limite Ultimo (per gli Stati Limite di Esercizio, invece, il damper è sempre considerato funzionante).

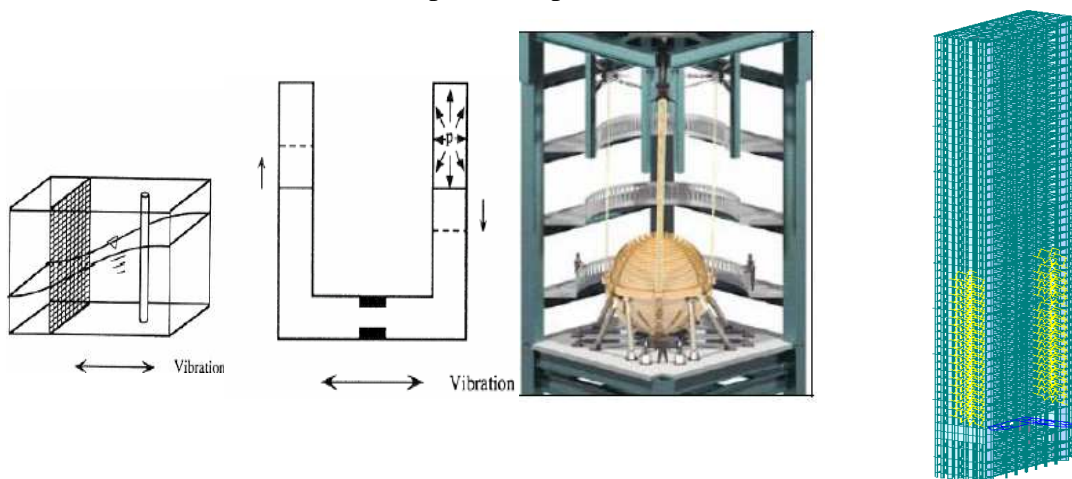


Figura 25: da sinistra: principio di funzionamento di un damper a massa liquida, modello del damper del "Taipei 101"(509 m), FEM della Torre Isozaki con in giallo i 20 dampers viscosi modellati (2 per ogni piano, ognuno collegante due piani)

10 CONCLUSIONI

In questa memoria si è visto come il progetto e l'esecuzione di un alto edificio siano legati alla scelta dei materiali e delle conseguenti tecnologie, le quali devono tenere conto delle esigenze architettoniche - strutturali e di quelle economiche. Si è anche visto come, in molti casi, sia necessario condurre particolari verifiche strutturali per salvaguardare la vita umana in casi eccezionali (ad esempio, sotto il carico termico rappresentato da un incendio).

Inoltre, si è accennato ad alcuni requisiti necessari per poter definire un alto edificio confortevole, in particolare: una contenuta vibratilità e l'insonorizzazione degli impalcati di piano ma, soprattutto, il basso valore dell'accelerazione che la struttura deve possedere.

Per l'analisi al vento, i risultati ottenuti con due procedure dinamiche mostrano che, utilizzando solo le normative, si potrebbero sottostimare le accelerazioni (solo con le CNR sono stati trovati valori confrontabili) e le azioni sollecitanti; inoltre, senza procedure dinamiche, non sempre è possibile cogliere l'effettivo comportamento across-wind e gli effetti aerodinamici degli alti edifici. Pertanto, sono necessari: sia un accurato studio del vento di progetto caratterizzante il territorio in cui l'alto edificio sorgerà, sia le prove in Galleria del Vento, soprattutto se esso si presenta snello o di forma particolare.

Sono state presentate alcune procedure per l'analisi dinamica al vento; esse sono un ottimo strumento per il calcolo delle sollecitazioni e rappresentano una soluzione non eccessivamente onerosa per tale calcolo, specie durante le fasi transitorie del progetto, durante le quali possono esserci modifiche architettoniche e strutturali. Per quanto valida, si ricorda comunque che la HFFB, è una procedura approssimata poiché, per calcolare le accelerazioni (stimate a partire dalle forze risonanti), tiene conto solo dei primi tre modi della struttura, ricavabili da un modello FEM.

Infine, si ricorda anche come ci sia incertezza sulla stima corretta dello smorzamento proprio della struttura (se in c.a., valori tra 0,8% ed 2%) e sullo smorzamento effettivo che con il damper (ad esempio posto in sommità) si potrebbe raggiungere. Pertanto, nel caso fosse necessario un sistema di smorzamento aggiuntivo, è obbligatoria un'approfondita analisi su quale sia la tipologia più idonea e sulle reali prestazioni del damper prescelto.

Tutti i temi affrontati nella memoria posseggono anche una importante e non trascurabile valenza economica; basti pensare alle conseguenze economiche negative che potrebbero scaturire da una iniziale errata valutazione delle sollecitazioni dovute al vento (o sottostimate con le sole normative, o eccessivamente cautelative), oppure da una soluzione strutturale di difficile e non rapida esecuzione (ad esempio, come citato, l'inserimento di profilati in acciaio in colonne circolari in c.a. abbinato ad impalcati a piastra sempre in c.a., magari solo per contenere di poco il diametro delle colonne).

Pertanto, lo studio rigoroso ed il rispetto delle tempistiche (progettuali ed esecutive) rappresentano parametri fondamentali per un alto edificio, non solo dal punto di vista economico degli investitori e della committenza, ma anche per la funzione sociale che sempre più spesso i moderni alti edifici (come quelli in progetto ed in esecuzione attualmente a Milano) sono chiamati a svolgere.

11 BIBLIOGRAFIA

1. Bungale S. Tarant, "Steel, concrete & composite design of tall buildings"

2. ISO834-1 “Fire resistance test- elements of building construction”
3. JingYin, Xiao Xiang Zha, Long-Yuan Li, “Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns”
4. Lin Hai Han, You-Fu Yang, Hua Yang, Jing-Si Huo, “Residual strength of concrete-filled RHS columns after exposure to the ISO834 standard fire”
5. Lin Hai Han, Lei Xu, You-Fu Yang, “An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete filled HSS and RHS columns”
6. Eurocodice 1, Eurocodice 2, Eurocodice 3, Eurocodice 4
7. R.McNamara, A.Kareem, T.Kijewski, “Perception of motion criteria for tall building subjected to wind: a panel discussion”
8. F.K.Chang , “Human response to motion in tall buildings” da “MIT Lybrarys”, catalogo anno 1972
9. Alan G.Davenport Wind Engineering Group, 05/2007 “Wind Tunnel testing: a general outline”
10. Y.Zhou, A.Kareem, ASCE-2002, “Aerodynamic loads on tall buildings: an interactive database”
11. M.Gu, Y.Quan , “Across wind loads of typical tall buildings” da “Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics”, Edizioni Elsevier num. 92, pag.1147- 1165, anno 2004
12. Davemport, “The prediction of risk under wind loading” 2° international conference on structural safety and raliability ICOSSAR, settembre 1997, Munich
13. H.Kawai, “Effects of angle of attack on vortex induced vibration and galloping of tall buildings in sweeth and turbolent boundary layer flows” da “Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics”, Edizioni Elsevier num.54 – 55, pag.125 – 132, anno 1995
14. N.Liu, C.Letchford, Y.Tamura, B.Liang, O.Nakamura , “Characteristics of wind forces acting on tall buildings” da “Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics”, Edizioni Elsevier num.93, pag.217-242, anno 2005
15. Aerodynamics”, Edizioni Elsevier. num.64, pag.135- 144, anno 1996
16. Cook, Mayne, “A refined working approch to assesment of winf loads for equivalent static design”, Journal of wind and engineering and industrial aerodynamics, vol.6, n.°1-2, pp. 125-137
17. “Aquisition, analysis and application of wind loading data”, di Cook, Mayne, building research establishment, Garston, Watford, UK1978.
18. Petreka, Cemark, “Wind pressures on building – probability densities” Journal of the structural division ASCE vol.101, n.°ST6, 1975
19. Kay SM, Marple SR jr, “Spectrum analysis-A moder perspective”, proceeding of IEEE, vol. 69(11),pp. 1380-1419
20. D.M.14/01/2008 Norme tecniche per le Costruzioni e Circolare n.°617(02/ 2009)
21. CNR-DT 207/2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”
22. Editing by T.T. Soong, M.C. Constatinou, “Passive and Active structural vibration control in Civil Engineering”, state university of New York at Buffalo, 1994
23. Beards C.F.,”Engineering vibration analysis with application to control system”, Award Arnald Editor, 1995
24. KS.Grham, “Foundametal of mechanical vibration” McGrawHill Book C.,2000.