



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL – ESTRUCTURAS

**REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DE UN EDIFICIO
ALTO SOMETIDO A VIENTO, EMPLEANDO CONCEPTOS DE
DISEÑO POR DESEMPEÑO.**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
SOLÍS TORRES DAVID HAZAEL

TUTOR PRINCIPAL
DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. JAIME GARCIA PÉREZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. ABRIL 2018

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Secretario: Dr. Díaz López Orlando Javier

Vocal: Dr. Pozos Estrada Adrián

1er. Suplente: Dr. Gómez Martínez Roberto

2do. Suplente: Dr. García Pérez Jaime

Lugar donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Adrián Pozos Estrada

FIRMA

Resumen

Para este trabajo se realiza la revisión iterativa del estado límite de servicio para un edificio de 20 niveles que se encuentra sometido a la acción dinámica del viento, cuya localización hipotética será la Ciudad de México, México. Este proceso iterativo consiste en encontrar las secciones óptimas que garanticen el cumplimiento de dichas condiciones de servicio. Esto es la aceleración máxima en los nodos más altos del edificio debe ser menor a la aceleración máxima permitida según alguna norma o criterio. El criterio a aplicar en este caso serán las recomendaciones del Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ, por sus siglas en inglés).

Abstract

For this work, an iterative revision of the serviceability limit state of a 20 story building, which is subject to wind loading, is realized. The building is hypothetically located in Mexico City, Mexico. This iterative process consists in finding optimal sections that guarantee to satisfy users' comfort. In other words, the maximum acceleration at the highest nodes of the building must be less than an acceleration threshold provided by some standard or criterion. In this particular case, the recommendations of Architectural Institute of Japan (AIJ) are used.

Agradecimientos

A mi madre **Alba Mercedes Torres Ortiz**. Por la eterna dedicación a sus hijos, por ser el pilar que ha resistido a través de los años solo para darme la oportunidad de elegir mi propio camino. Gracias.

Al **Dr. Adrián Pozos Estrada**, por el tiempo dedicado, su conocimiento compartido, sus consejos, su paciencia y por su actitud siempre servicial, la cual espero mantenga con el paso de los años.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, por brindarme la oportunidad de estudiar y haber sido parte de la casa de estudios más grande, de mayor tradición e historia de México.

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM**, por el espacio de trabajo otorgado para realizar este trabajo, al grupo de ingeniería de viento del IIUNAM.

A los compañeros del cubículo, quienes entre todos intentamos descifrar los enigmas que guarda la Ingeniería de Viento, por el tiempo y anécdotas compartidas en ese espacio.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT**, por el apoyo económico para realizar los estudios de maestría.

Índice General

Capítulo 1 Introducción	1
1.1 Antecedentes	2
1.2 Objetivos de la Investigación	3
1.2.1 Objetivo General	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Justificación	3
1.4 Alcances y limitaciones	4
Capítulo 2 Diseño por Desempeño	5
2.1 Antecedentes	5
2.2 Diseño por Desempeño para Ingeniería de Viento	7
2.3 Ventajas y Desventajas de la aplicación del Diseño por Desempeño para la Ingeniería de Viento	11
Capítulo 3 Estado límite de servicio para mitigar vibración en edificios	13
3.1 Introducción	13
3.2 Criterios de percepción humana al movimiento	14
3.2.1 Organización Internacional para la Estandarización (ISO 10137:2007 e ISO 4354:2007)	14
3.2.2 Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ 2004)	16
3.2.3 Código Nacional de Construcción de Canadá (NBCC) ...	17
3.2.4 Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento (MDOC, 2008)	18
3.2.5 Propuesta de una metodología para evaluar la aceleración inducida en edificios por acciones de viento (Pozos-Estrada, 2018)	20
Capítulo 4 Modelación de la estructura	23
4.1 Clasificación de la estructura	23
4.2 Propiedades Dinámicas del Modelo	23
4.2.1 Geometría de la Estructura	23
4.2.2 Propiedades de los elementos estructurales y cargas .	25
4.3 Simulación de las fuerzas de viento	27
4.3.1 Determinación de la Velocidad Media	28
4.3.2 Determinación de las fuerzas	30
4.4 Amortiguamiento de Rayleigh	30

Capítulo 5 Interpretación de Resultados	32
5.1 Descripción general del proceso	32
5.2 Decremento Logarítmico	33
5.3 Método de Bisecciones	35
5.4 Resultados	36
5.5 Aplicación de la metodología propuesta por Pozos-Estrada (2018) al edificio con secciones óptimas	44
Capítulo 6 Conclusiones y trabajos futuros	46
6.1 Conclusiones	46
6.2 Trabajos Futuros	47
Referencias	48

Índice de Figuras

Figura 2.1 Objetivos del Diseño por Desempeño contra niveles de riesgo de viento. Adaptada de Huang et al. (2015).....	11
Figura 3.1 Valores límite para niveles aceptables de aceleración, (ISO 10137, 2007).....	15
Figura 3.2 Curvas de Percepción Límite del AIJ-2004.....	17
Figura 4.1 Planta tipo del Edificio.....	24
Figura 4.2 Vistas del Modelo.....	25
Figura 5.1 Vibración libre con amortiguamiento de $\zeta = 2\%$	33
Figura 5.2 Diagrama del proceso de revisión de servicio.....	37
Figura 5.3 Historia de fuerzas de viento turbulento.....	38
Figura 5.4 Registro Tiempo-Historia respuesta nodo 958.....	39
Figura 5.5 Registro Tiempo-Historia respuesta nodo 974.....	40
Figura 5.6 Límites de percepción del AIJ-2004.....	41
Figura 5.7 Comparación aceleraciones.....	45

Índice de Tablas

Tabla 3.1 Parámetros para ecuaciones (3.12) y (3.13), Pozos-Estrada (2018).....	21
Tabla 3.2 Calculo de Sv, RB y RH, según el MDOC (2008).....	22
Tabla 4.1 Características de los elementos estructurales.....	25
Tabla 4.2 Cargas Muertas empleadas.....	26
Tabla 4.3 Cargas Vivas Unitarias.....	27
Tabla 4.4 Factores de Topografía local.....	29
Tabla 4.5 Valores de \bar{b} y α'	29
Tabla 5.1 Porcentajes de Amortiguamiento, ζ	34
Tabla 5.2 Resultados finales de cada simulación.....	42
Tabla 5.3 Secciones óptimas.....	43
Tabla 5.4 Datos empleados para el ejemplo numérico.....	44

Capítulo 1

Introducción

En la actualidad con la tendencia a diseñar edificios cada vez más altos, el uso de materiales de alta resistencia, y el empleo de nuevas tecnologías ha dado como resultado la construcción de estructuras flexibles con bajo amortiguamiento, lo cual produce que la sensibilidad de estos edificios a excitaciones dinámicas como el viento se incremente.

Los edificios ligeros y sensibles a las acciones del viento generalmente cumplen con los criterios tradicionales de diseño que comúnmente toman en cuenta los ingenieros, como son: esfuerzos, deflexiones y fatiga, estos asociados a la respuesta dinámica de la estructura. En ocasiones los criterios de servicio, los cuales son fundamentales para garantizar el confort de los ocupantes, son ignorados, la consecuencia de esto es que un edificio podría oscilar excesivamente durante tormentas con fuertes vientos hasta el punto que dicho movimiento alcance niveles perceptibles e incluso excesivos para los ocupantes (Kareem, 1988).

Para abordar este problema se puede emplear un procedimiento denominado Diseño por Desempeño, el cual, proporciona los medios para realizar el diseño de la estructura y obtener un Desempeño Predecible y Aceptable a múltiples niveles de peligro a los cuales estará sometida la estructura durante su vida útil (Huang et al., 2015).

1.1 Antecedentes

La vibración es un movimiento mecánico en el que un cuerpo oscila alrededor de una posición de equilibrio, esta posee forma de onda y como tal transfiere energía pero no materia. Para que la vibración se propague en un medio se requiere que este cumpla con condiciones de continuidad.

La vibración de ciertas partes o la totalidad del cuerpo humano es una de las causas de estrés en el ser humano, este malestar se ha presentado desde que se comenzaron a utilizar las carretas, hasta el presente donde los ocupantes de edificios altos sienten el movimiento del mismo cuando está sometido a los fuertes vientos de una tormenta.

La vibración en estructuras civiles puede ser inducida de muchas maneras, lo que puede resultar en un amplio intervalo de intensidad de movimiento y duración, lo que produce diferentes tipos de reacción en los ocupantes. Las fuentes más comunes que generan vibración en las estructuras pueden provenir del viento, sismos, oleaje, el uso de maquinaria en sitios de construcción aledaños y explosiones.

El viento es por mucho la fuente más común de vibraciones en estructuras, y posiblemente la menos comprendida por las personas. Son muchos los factores que intervienen para poder determinar la respuesta de la estructura ante la incidencia del viento, algunos de estos factores son: la velocidad y dirección del viento, altura y forma de la estructura, la distribución de masa, rigidez y amortiguamiento de la estructura, y las características de la topografía local donde será desplantada la estructura.

1.2 Objetivos de la Investigación

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la respuesta estructural de un edificio sometido a fuerzas de viento, empleando conceptos de diseño por desempeño, para satisfacer un estado de límite de servicio en términos de la aceleración.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Aplicar un método de diseño basado en el desempeño de edificios altos sometidos a la acción vibratoria ocasionada por fuerzas de viento.
2. Generar un algoritmo, que permita determinar las secciones mínimas en elementos estructurales, que proporcionen rigidez suficiente para satisfacer las condiciones de servicio.
3. Obtener la respuesta estructural (aceleraciones y desplazamientos), y verificar que las condiciones de servicio establecidas en reglamentos vigentes se cumplan satisfactoriamente.

1.3 Justificación

Como se ha mencionado previamente, la imperante necesidad de diseñar y construir edificios cada vez más altos, ha llevado a que estos sean mucho más sensibles a las acciones dinámicas del viento, y tomando en cuenta que existen diferentes niveles de riesgo, asociados a viento, a los que estará sometido la estructura durante su vida útil, es necesario incorporar al proceso de diseño la revisión del estado de servicio mediante el empleo de conceptos probabilísticos del Diseño por Desempeño.

1.4 Alcances y limitaciones

Emplear conceptos del Diseño por Desempeño en la revisión del estado de servicio de un edificio de 20 niveles, que será sometido a la acción dinámica del viento.

La modelación del edificio se realiza mediante un programa computacional, que emplea el método de los elementos finitos, y los análisis realizados son lineales.

Debido a que únicamente se pretende estudiar las condiciones de servicio, para este trabajo no se realizó el diseño estructural del edificio, sino que se utilizó como base un edificio propuesto por (Canto & Alamilla, 2000), el cual fue empleado para estudiar su comportamiento sísmico.

Se pretende analizar la respuesta estructural del edificio, específicamente, desplazamientos y aceleraciones, de manera que se pueda realizar una comparativa con los valores permisibles de reglamentos vigentes en México.

Capítulo 2

Diseño por Desempeño

2.1 Antecedentes

Los conceptos básicos del Diseño por Desempeño han sido aplicados por casi más de 40 años a la industria de plantas de energía nuclear, posteriormente este método se ha ido formalizando y desarrollando en gran parte por su aplicación a la ingeniería sísmica, de ahí se ha ido extendiendo a otros campos, como la ingeniería de seguridad contra incendios y explosiones y la ingeniería de viento.

Aunque tradicionalmente se han utilizado reglamentos de diseño, que si bien garantizan un adecuado nivel de protección para la seguridad de vidas, limitan daños en eventos de menor a moderada intensidad y evitan colapso en eventos de mayor intensidad, estos no determinan la confiabilidad real del diseño para alcanzar estos objetivos (Ghobarah, 2001).

En la actualidad se ha comenzado a aceptar que los riesgos a los que están sometidos las estructuras no están limitadas únicamente a la pérdida de vidas humanas, daños severos y el colapso de la misma, sino que además deben tomar en cuenta las condiciones de servicio, como pueden ser el confort y la calidad de vida de los ocupantes.

Estas nuevas consideraciones han traído cambios innovadores en la visualización de los objetivos de diseño de estructuras civiles, anteriormente lo que se pretendía era garantizar la resistencia de la estructura a un costo mínimo donde el desempeño se evalúa de manera binaria y determinista: en el cual el desempeño satisfactorio se cumple sí las fuerzas y deformaciones en un elemento no exceden cierto estado límite, de otra manera conduce a la falla. Ahora los más recientes enfoques de diseño apuntan a minimizar el total de pérdidas o costos de reparación

que se presentarán durante la vida útil de la estructura, todo esto implementando una metodología con fundamentos probabilistas.

A largo de las décadas pasadas, investigadores e ingenieros estructurales han promovido el desarrollo y la aplicación de conceptos del Diseño por Desempeño para sismo. El concepto fundamental de este método es proporcionar a los ingenieros una metodología que permita diseñar edificios que posean un desempeño predecible y confiable durante eventos sísmicos.

El primer intento por estandarizar la metodología del Diseño por Desempeño fue realizado en 1992 por la Agencia Federal del Manejo de las Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés), más tarde en Octubre de 1997, se publica el Programa Nacional de Reducción de Riesgos para Sismo (NEHRP, por sus siglas en inglés) Lineamientos para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, una de las características más significativas de este documento es que identifica métodos y criterios de diseño para alcanzar diferentes objetivos de desempeño sísmico, estos son: Prevención al Colapso, Seguridad de Vida, Ocupación inmediata y Operacional, este enfoque de definir niveles de desempeño puede ser encontrado en los códigos de diseño sísmico de la actualidad (Huang, 2017).

Un objetivo de desempeño es una especificación de nivel de daño aceptable (desempeño deseado) en un edificio cuando este experimenta un sismo de cierta intensidad (nivel de riesgo). Esto permite crear una escala móvil, para que un edificio sea diseñado de manera que cumpla con un desempeño deseado y estándares de seguridad asociados a un nivel de riesgo. La definición clara de los objetivos de desempeño permite al propietario y a las partes involucradas cuantificar financieramente los costos de reparación para cada nivel de desempeño.

Con esta metodología de proponer objetivos de desempeño para diferentes niveles de riesgo resulta interesante pensar que los conceptos del Diseño por Desempeño para Sismo pudieran ser

aplicados al diseño de edificios contra otro tipo de fenómenos naturales o a aquellos provocados por el hombre.

2.2 Diseño por Desempeño para Ingeniería de Viento

Por muchos años, en cuestiones de diseño de estructuras civiles, los efectos eólicos han sido considerados no significativos frente aquellos otros fenómenos naturales como sismos, inundaciones, etcétera; sin embargo, estudios recientes han demostrado que los daños generados durante las tormentas con vientos de alta intensidad no deben ser ignorados, ya que la construcción de estructuras civiles que son altamente sensibles al viento (puentes de gran longitud, edificios altos, torres de telecomunicaciones, etc.) va en aumento, esto debido principalmente al crecimiento de la población y la evolución de nuevas técnicas de construcción (Petrini et al., 2008).

Otro fenómeno que podría presentarse en edificios de gran altura debido a la incidencia del viento, es la vibración excesiva del mismo. Debido a que el cuerpo humano es capaz de percibir el movimiento, los altos niveles de aceleración generados por la vibración excesiva del edificio puede llegar a generar en los ocupantes: náuseas, malestar y sensación de inseguridad (Kareem, 1992). Este fenómeno puede controlarse si se realizan una adecuada revisión del estado límite de servicio.

Entre los estudios que se han llevado a cabo para evaluar el desempeño de estructuras sometidas a la acción del viento se puede mencionar las siguientes:

Paulotto et al. (2004) fueron de los primeros investigadores en aplicar los criterios del Diseño por Desempeño a la ingeniería de viento y quienes propusieron una ecuación basada en el enfoque propuesto por el Centro de Investigación de Sismos del Pacífico (Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER, por sus

siglas en inglés), el cual recurre al teorema de probabilidad total que permite la combinación de probabilidades condicionales.

$$p(VD) = \int \int \int p(VD|MD) \cdot p(MD|PDI) \cdot p(PDI|MI) \cdot g(MI) d(MI) d(PDI) d(MD) \quad (2.1)$$

en donde:

MI (Medida de Intensidad), como la velocidad de viento de ráfaga en 3 s, evaluada a una altura de 10 m de altura, para un terreno plano con pocas obstrucciones.

PDI (Parámetros de Demanda de Ingeniería), como pueden ser distorsión de entrepiso, desplazamiento lateral, aceleraciones o velocidades de puntos predefinidos de la estructura.

MD (Medida de Daño), describe los daños estructurales (también se podrían incluir daños no estructurales), debidos a las acciones de viento en relación a un desempeño requerido.

VD (Variable de Decisión), es una medida del comportamiento estructural, como puede ser el costo de reparación de elementos estructurales y no estructurales debidos a la acción de eventos de viento, la excedencia de un estado límite (falla o servicio), entre otros.

g(MI) Es la frecuencia de ocurrencia de MI.

p(.) = [1-P(.)] denota la probabilidad de excedencia, donde a su vez **P** es la función de distribución acumulativa de cierto valor real (.);

p(.|.) denota una probabilidad condicional de excedencia.

La ecuación 2.1 se resuelve numéricamente o mediante técnicas de simulación para cada sitio y construcción en análisis.

Bashor et al. (2007) presenta un marco probabilista para evaluar el confort de los ocupantes en un edificio, el cual está sometido a las acciones de viento, en su metodología toma en cuenta incertidumbres que se presentan en el cálculo de las velocidades de viento, las que se presentan debido al amortiguamiento de la estructura, así como a las inherentes en el criterio de confort de los ocupantes, esto debido a la naturaleza subjetiva del criterio.

Con el fin de obtener mejor aproximación en las aceleraciones de edificios altos de concreto sometidos a viento Kim et al. (2009) modelan tres edificios de concreto a través de un programa de Elemento Finito, los cuales en un inicio se modelan de un modo demasiado simplificado (únicamente constan de vigas, columnas y muros) pero a medida que avanzan en su investigación realizan modificaciones en la modelación de algunas partes y componentes de la estructura con el fin de calibrar las aceleraciones obtenidas del análisis analítico, con las aceleraciones obtenidas de la medición de campo. La importancia de este estudio radica en que se debe realizar una modelación lo suficientemente detallada que describa el comportamiento real de la estructura, en sus conclusiones describen que con modelos tan simplificados se obtienen propiedades modales muy subestimadas, lo que conllevaría a incrementar los costos de la estructura, pues se requerirá rigidizar la estructura o adicionar dispositivos de amortiguamiento adicionales para mitigar los niveles de vibración.

Bernardini et al. (2015) presenta una metodología para evaluar el confort de los ocupantes en un edificio alto, utilizando el Diseño por Desempeño en un marco probabilista, en el cual el desempeño es evaluado por la probabilidad de que una fracción de los ocupantes en cierto piso perciba movimiento al exceder cierto valor límite, para cierto periodo de retorno de viento. A su vez hacen una presentación del Performance Based Data-Enabled Design module for Occupant Comfort (PBDED-OC) un módulo de análisis en línea que permite a cualquier usuario evaluar el desempeño de

confort de los ocupantes en un edificio, esto con el fin de diseminar nuevas estrategias para el entendimiento y mitigación de los efectos del viento sobre estructuras.

Huang et al. (2015) presenta una metodología, la cual tiene como fin optimizar edificios de concreto de varios niveles. Considera 4 Niveles de Desempeño, los cuales son: **Desempeño por Percepción de Movimiento**, este nivel se define por la posibilidad de que los ocupantes perciban ligero movimiento del edificio sin sentir incomodidad ante pequeñas magnitudes de movimiento. **Desempeño Operacional**, considera degradaciones a las condiciones de servicio, pero sin amenazas a la seguridad estructural. **Desempeño de Ocupación Inmediata**, garantiza la integridad estructural con ligeros daños a componentes no estructurales. **Desempeño de Seguridad Vital**, toma en cuenta la posible pérdida de estabilidad lateral local o global, también considera daños ligeros a elementos estructurales secundarios. Cada uno de estos niveles de desempeño se asocia a diferentes niveles de riesgo de viento y periodos de retorno de 1-5, 10, 50 y 475 años, esto se puede observar de manera más clara en la figura 2.1. En resumen, esta metodología permite definir objetivos de desempeño, lo que conlleva a que las partes involucradas puedan decidir acerca del comportamiento estructural deseado.

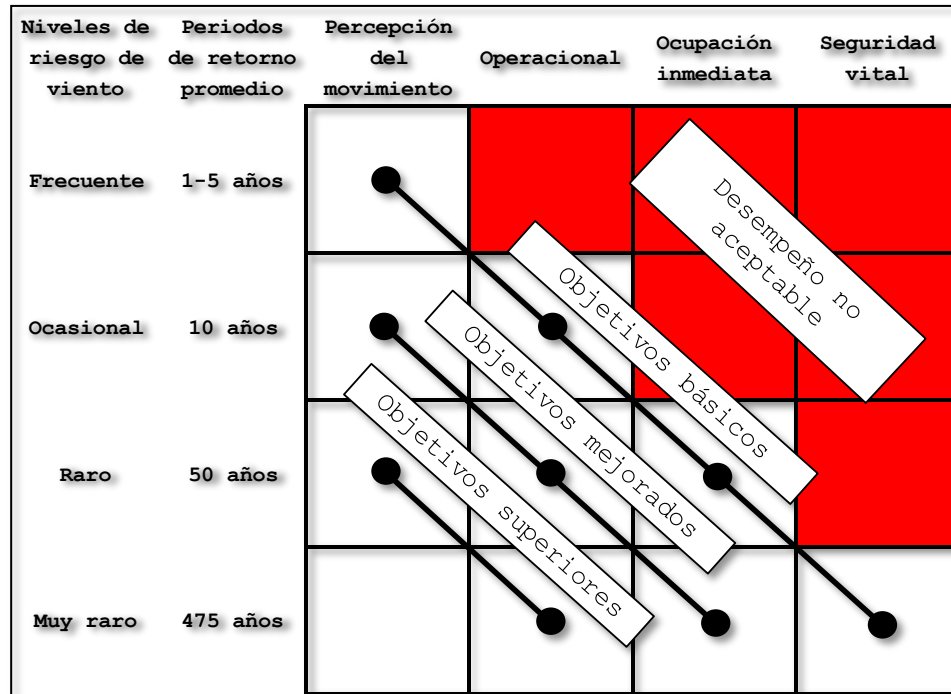


Figura 2.1 Objetivos del Diseño por Desempeño contra niveles de riesgo de viento. Adaptada de Huang et al. (2015)

2.3 Ventajas y Desventajas de la aplicación del Diseño por Desempeño para la Ingeniería de Viento

Ventajas.

1. El enfoque del Diseño por Desempeño permite realizar el diseño de edificios que cumplan con comportamientos predecibles y aceptables para múltiples niveles de peligro eólico.
2. La aplicación de esta metodología describiendo los objetivos de diseño en términos probabilísticos (como puede ser la probabilidad de pérdida de estabilidad, de falla, etc.), así como la necesidad de identificar las incertidumbres (epistémicas y aleatorias) que afectan al proceso de diseño, es una manera mucho más natural y real de abordar el diseño de estructuras.

-
3. Existen diversas investigaciones que identifican y describen el impacto que tienen las incertidumbres epistémicas (propiedades mecánicas del edificio) y aleatorias (naturaleza del viento) en la revisión de servicio (confort de los ocupantes) para el diseño de estructuras.

Desventajas

1. Aunque la implementación del Diseño por Desempeño no implica el uso de métodos probabilísticos por sí mismo (Ellingwood, 1998), si se exige que la evaluación del desempeño debe ser llevado a cabo de manera rigurosa, y esto solo se puede lograr identificando y modelando cada una de las incertidumbres (al menos las que tengan un mayor impacto) que surgen de la falta de conocimiento (propiedades estructurales del edificio) y la aleatoriedad (modelado de las fuerzas de viento) inherentes en los procesos de cada etapa del diseño.
2. Para el caso de revisión de servicio (confort de los ocupantes), hasta la fecha, en la literatura no se encuentra una revisión en términos completamente probabilísticos, lo que conlleva a que no exista un consenso general para la aplicación de esta metodología.
3. En la actualidad debido a que se diseñan y construyen edificios de gran altura y complejidad, se requiere de mucho esfuerzo y de gran poder computacional para evaluar el desempeño de estos mediante este enfoque.

Capítulo 3

Estado límite de servicio para mitigar vibración en edificios

3.1 Introducción

En la actualidad, con el empleo de nuevos materiales de construcción que tienden a ser más ligeros y resistentes, es posible erigir edificios mucho más altos y livianos, lo que conduce a que estos sean mucho más flexibles y por lo tanto más sensibles a los efectos dinámicos del viento (Tamura, 2006).

El cuerpo humano es capaz de percibir ciertos niveles de movimiento producto de la vibración inducida por viento en edificios de gran altura, este movimiento puede llegar a producir en los ocupantes algunos problemas como náuseas, malestar y sensación de inseguridad o inclusive comprometer espacios trabajo haciendo imposible realizar tarea alguna. Es por esta razón que en el diseño de un edificio alto la revisión del estado límite de servicio se convierte en un criterio de diseño muy importante y en múltiples ocasiones termina siendo el criterio que gobierna el diseño del edificio (Pozos-Estrada et al., 2010).

Algunos de los parámetros que encontramos en la literatura para relacionar la percepción del movimiento con estados de confort, molestia y tolerabilidad ante las vibraciones son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

Estos parámetros son utilizados alrededor del mundo en diferentes reglamentos, normas, códigos, y estándares para la revisión del estado límite de servicio.

De todos los parámetros mencionados, el más importante ya que es el más empleado en la normatividad global para realizar la revisión de las condiciones de servicio, es la aceleración. Su importancia radica en que es empleada en diversas investigaciones

que se enfocan en estudiar las condiciones de confort en edificios, así como también es la que mejor relacionada está a la percepción de movimiento y por supuesto es de muy fácil medición in situ.

En el análisis de las vibraciones inducidas por el viento, la respuesta estructural puede representarse en términos de la aceleración pico o la desviación estándar de la aceleración, (rms, por sus siglas en inglés). La primera generalmente funciona como un buen indicador de la percepción del movimiento, mientras que la segunda se considera mucho más adecuada para evaluar la incomodidad o malestar físico (Setareh, 2010).

3.2 Criterios de percepción humana al movimiento

3.2.1 Organización Internacional para la Estandarización (ISO 10137:2007 e ISO 4354:2007)

En la ISO 10137 Bases para el Diseño de Estructuras - Servicio en Edificios y Pasillos contra Vibraciones, se presentan recomendaciones enfocadas únicamente a la verificación de condiciones de servicio, específicamente se centra en el control o mitigación de las vibraciones presentadas en los edificios, pasillos interiores al edificio, aquellos que conectan unos con otros y los que se encuentran en el exterior del edificio. Una observación muy importante de este Estándar, es que asume que la respuesta del edificio ante las cargas aplicadas se encuentra en el rango elástico; en otras palabras, los elementos que conforman la estructura no alcanzan la fluencia, no están sujetos a efectos no lineales y mucho menos fallan. ISO 10137, propone curvas para evaluar el confort en el edificio, figura 3.1, el eje horizontal (f_0) es la frecuencia natural de vibración (Hz) del edificio, el eje vertical (A) es la aceleración pico (m/s^2) asociada a confort (Ferrareto, 2015).

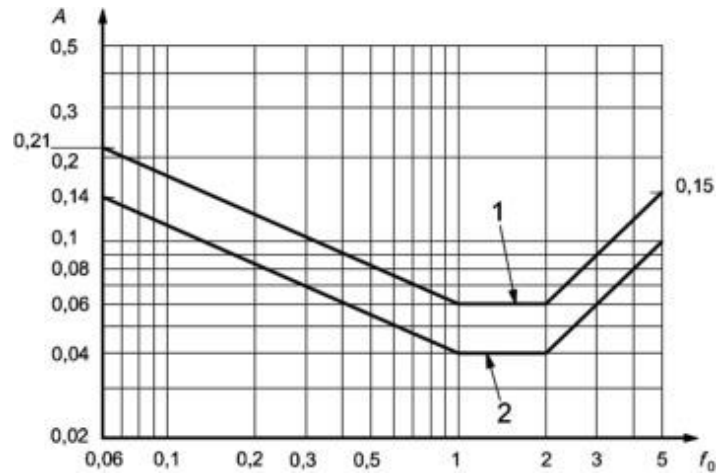


Figura 3.1 Valores límite para niveles aceptables de aceleración, (ISO 10137, 2007)

En estas curvas la frecuencia que se usa para determinar la aceleración límite que garantiza el confort en el edificio, es la frecuencia natural de la estructura, la cual se considera es la frecuencia de oscilación de la estructura. En la figura 3.1, la curva (1) es empleada en la revisión del confort de oficinas; se presentan límites de aceleración superiores, mientras que en la curva (2), empleada en edificios destinados para vivienda, se presentan límites de aceleración inferiores.

El Estándar ISO 4354, Acciones de Viento sobre Estructuras, presenta ecuaciones para determinar la respuesta estructural del edificio.

$$\bar{x}_D = (2\pi f_n)^2 \frac{2gl_v R_D}{1 + 2gl_v \sqrt{B^2 + R^2}} x_D \quad (3.1)$$

$$\bar{x}_L = (2\pi f_L)^2 \frac{R_L}{\sqrt{1 + R_L^2}} x_L \quad (3.2)$$

$$\bar{\theta}_T = (2\pi f_T)^2 \frac{R_T}{\sqrt{1 + R_T^2}} \theta_T \quad (3.3)$$

en donde:

\bar{x}_D Aceleración pico a lo largo del viento

\bar{x}_L Aceleración pico dirección transversal del viento

$\bar{\theta}_T$ Aceleración angular pico

3.2.2 *Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ 2004)*

El Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ, siglas en inglés) en sus lineamientos para la Evaluación de la Habitabilidad (AIJ-GEH-2004), basado en los trabajos de investigación de Kanda et al. (1994) y Tamura, (1998) quienes reorganizaron los resultados experimentales de diversos simuladores de movimiento, así como también del Estándar ISO 6897:1984; presenta lineamientos dependientes de la frecuencia los cuales son representados por 5 curvas en las que se consideran diferentes niveles de probabilidad de percepción y que varían del 10% al 90%, estas son la base para la evaluación de la vibración inducida por viento en edificios (Kwok et al. 2009). Estas curvas de percepción se especifican con aceleraciones pico basadas en un periodo de retorno de un año, pues de esta manera se piensa que está más relacionado a los efectos de viento producidos en un día ordinario.

Los lineamientos del AIJ-2004 no especifican niveles aceptables de aceleración para determinar habitabilidad del inmueble, queda sujeta al criterio de los propietarios y/o diseñadores decidir los niveles de percepción y de confort aceptables para el diseño del edificio, ya que estas curvas únicamente representan los límites de percepción y no dictaminan de manera directa el confort de los ocupantes.

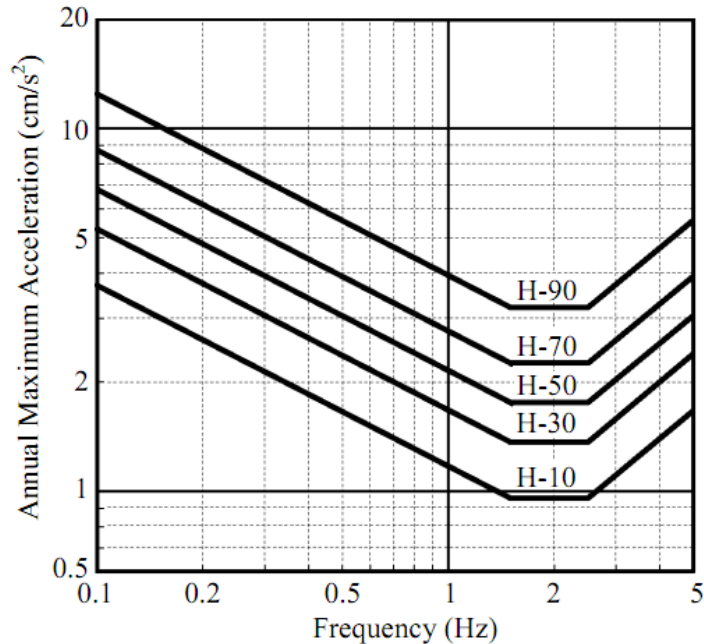


Figura 3.2 Curvas de Percepción Límite del AIJ-2004

En la figura 3.2, se muestran las curvas: H-10, H-30, H-50, H-70 y H-90, donde el número indica el porcentaje de los ocupantes que percibirían el movimiento, además cada componente de aceleración (paralela y perpendicular al viento) se considera de manera separada con su respectiva frecuencia de vibración dominante para determinar el límite de percepción.

3.2.3 Código Nacional de Construcción de Canadá (NBCC)

El Código Nacional de Construcción de Canadá en 1977 fue el primer documento en introducir criterios de servicio para la vibración en edificios el cual sugería aceleraciones pico de 1% de la gravedad (10 milli-g) para edificios destinados a vivienda y 3% de la gravedad (30 milli-g) para edificios de oficinas ambos con periodos de retorno de 10 años. En su versión del año 2010 este código propone aceleraciones pico de 1.5% de la gravedad (15 milli-g) para edificios de vivienda y 2.5% de la gravedad (25

milli-g) para oficinas con periodos de retorno de 10 años (Kwok et al. 2015). Se puede observar que en ambas versiones los criterios de servicio no dependen de la frecuencia natural de vibración del edificio.

Los comentarios del NBCC (2005), propone las siguientes fórmulas para determinar la respuesta estructural del edificio

$$a_D = 4\pi^2 f_n^2 g_p \sqrt{\frac{K_s F \Delta}{C_{eH} \varepsilon C_g}} \quad (3.4)$$

$$a_w = f_n^2 g_p \sqrt{WD} \left(\frac{a_r}{\rho_B g \sqrt{\varepsilon}} \right) \quad (3.5)$$

$$a_r = 78.5 \times 10^{-3} [v_H / (f_n \sqrt{WD})]^{3.3} \quad (3.6)$$

en donde:

a_D Aceleración pico en la dirección longitudinal del viento

a_w Aceleración pico en la dirección perpendicular del viento

3.2.4 *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Viento (MDOC, 2008)*

Este manual en su apéndice en el apartado "INESTABILIDAD AEROELÁSTICA Y CONDICIONES DE SERVICIO", propone límites de percepción como guía para las aceleraciones de edificios, los cuales son empleados en edificios con frecuencias de vibrar menores que 0.1 Hz. A continuación se sugieren los siguientes límites:

- a) 0.015g a la altura máxima de la estructura en edificios de oficinas.
- b) 0.010g a la altura máxima de la estructura en edificios residenciales.

en donde:

g es la aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s^2 .

Para edificios con frecuencias naturales aproximadamente iguales a 1 Hz sus valores límite podrán tomarse como la mita de los correspondientes a los valores anteriores.

Para el cálculo de la aceleración máxima de una estructura prismática, en la dirección longitudinal del viento se emplea la siguiente ecuación.

$$x_{max} = k_p \sigma_x \quad (3.7)$$

$$k_p = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(vT)}} \quad (3.8)$$

$$\sigma_x = \frac{1}{m_e} \rho b C_e [V_D(Z_s)]^2 I_v(Z_s) R K_b \Phi_{1,x}(z) \quad (3.9)$$

en donde:

x_{max} Aceleración máxima de la estructura, en m/s^2 .

k_p Factor pico.

σ_x Desviación estándar de la aceleración (r.m.s.) de la estructura, en m/s^2 .

3.2.5 *Propuesta de una metodología para evaluar la aceleración inducida en edificios por acciones de viento (Pozos-Estrada, 2018)*

Pozos Estrada (2018), propone una metodología bastante sencilla para revisar la aceleración inducida en edificios por acciones de viento, en la cual se debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$F_{Al} \cdot \hat{X} \leq \hat{X}_c \quad (3.10)$$

en donde:

\hat{X} Aceleración pico de la estructura,

\hat{X}_c Aceleración pico crítica,

F_{Al} Factor de aceleración.

En esta expresión (3.10) el factor de aceleración, F_{Al} , depende del factor de clima δ_v , una probabilidad de percepción de movimiento P_{fP0} . El factor de aceleración describe las características del viento en diversas ciudades de México y puede ser obtenido en López Ibarra (2016). La probabilidad de percepción de movimiento considera incertidumbres en la aceleración pico, en las propiedades dinámicas de la estructura, las características del viento y la percepción de las personas al movimiento. El factor F_{Al} , se obtiene a partir de la ecuación (3.11):

$$F_{Al} = \alpha \ln(P_{fP0}) + \beta \quad (3.11)$$

$$\alpha = \begin{cases} a_1 - a_2 \ln(\delta_v/0.15) / \ln(0.05/0.15) & \text{Sí } 0.10 \leq \delta_v \leq 0.15 \\ a_3 + a_4 \delta_v - (a_1 - a_2) \ln(\delta_v/0.15) / \ln(7.5/0.15) & \text{Sí } 0.15 < \delta_v \leq 0.30 \end{cases} \quad (3.12)$$

$$\beta = b_1 \ln(\delta_v) + b_2 \quad \text{Sí } 0.1 \leq \delta_v \leq 0.30 \quad (3.13)$$

Tabla 3.1 Parámetros para ecuaciones (3.12) y (3.13), Pozos-Estrada (2018)

Parámetro ecuación (3.12)	Valor	Parámetro ecuación (3.13)	Valor
a ₁	-0.667	b ₁	-0.394
a ₂	0.042	b ₂	2.607
a ₃	-0.638	-	-
a ₄	-0.191	-	-
a ₅	-0.746	-	-

La aceleración pico de la estructura, " \hat{x} ", se puede obtener con la ecuación (3.14), esta considera que para un sistema de un grado de libertad la respuesta de la estructura sometida a la acción del viento en la dirección longitudinal, es dominada por el primer modo, dicha ecuación puede ser encontrada en MDOC (2008):

$$\hat{x} = g \frac{\rho B H C_D V^2(h)}{m} I_v(h) \sqrt{\frac{\pi S_v(h, V, f_n) R_H(V, f_n) R_B(V, f_n)}{\xi}} \quad (3.14)$$

en donde:

- ρ es la densidad del aire, igual a 1.23 kg/m³,
- B la dimensión de la estructura en la dirección transversal al flujo del viento, en m,
- H es la altura de la estructura, m,
- h 60% de la altura total de la estructura, m,
- C_D coeficiente de arrastre,
- m masa de la estructura, kg,
- V(h) velocidad media del viento a la altura de referencia h, m/s,

$I(h)$	índice de turbulencia, evaluada a la altura de referencia h , adimensional
S_v	función de densidad de potencia espectral normalizada
R_B y R_H	funciones de admitancia aerodinámica,
ξ	porcentaje de amortiguamiento de la estructura.

Tabla 3.2 Calculo de S_v , R_B y R_H , según el MDOC (2008)

Factor	Ecuaciones
$S_v(h, V, f_n)$	$6.8 \left(\frac{f_n L(h)}{V(h)} \right) / \left[1 + 1.02 \left(\frac{f_n L(h)}{V(h)} \right) \right]^{\frac{5}{3}}$ $L(h) = 300(h/200)^{0.67}$
$R_B(V, f_n)$	$\frac{1}{\eta_B} - \frac{1}{2\eta_B^2} (1 - e^{-2\eta_B})$ $\eta_B = \frac{4Bf_n}{V(h)}$
$R_H(V, f_n)$	$\frac{1}{\eta_H} - \frac{1}{2\eta_H^2} (1 - e^{-2\eta_H})$ $\eta_H = \frac{4Hf_n}{V(h)}$

La Aceleración pico crítica, " \hat{x}_c ", se obtiene a partir de la curva H-50 de percepción al movimiento del AIJ (2004), ver figura 3.2.

Capítulo 4

Modelación de la estructura

4.1 Clasificación de la estructura

Se supondrá que el edificio en estudio será un edificio de apartamentos, según la clasificación de las estructuras según su importancia del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad para Diseño por Viento (MODV, 2008), la estructura pertenece al grupo "B".

4.2 Propiedades Dinámicas del Modelo

Con el objetivo de determinar las propiedades dinámicas del modelo, es necesario realizar una descripción a la geometría del edificio, así como las dimensiones y tamaños de los elementos estructurales.

4.2.1 Geometría de la Estructura

Se estudia un edificio de 20 niveles, el cual se supondrá está ubicado en la Ciudad de México y está estructurado a base de marcos ortogonales de concreto reforzado. La planta del edificio es cuadrada y tiene dimensiones en planta de 24 m x 24 m, está formado por marcos rígidos en ambas direcciones con claros de 6 m, en la figura 4.1 se puede observar la planta tipo utilizada en el edificio. El edificio cuenta con 20 niveles donde la altura de entrepiso medida de eje a eje de las losas es de 3.20 m, a excepción del primer nivel que es de 4.0 m, en la figura 4.2 se muestra el alzado del edificio así como una vista tridimensional de la estructuración propuesta.

El edificio estará sometido a las acciones dinámicas de viento y con el fin de establecer un desempeño adecuado del mismo, se debe cumplir con las condiciones mínimas de servicio, por lo que se realizará un proceso iterativo hasta cumplir con dichas condiciones, para este proceso las variables a optimizar serán las

dimensiones de las columnas cuadradas. Se emplearán 5 tipos de columnas a lo alto del edificio y estas irán disminuyendo sus dimensiones (10%, 15%, 20%, 25%) a lo largo de la altura, esto en función de las secciones más robustas de la parte inferior. A su vez las vigas también disminuirán en sus dimensiones a lo largo de la altura, pero estas no serán incluidas como variables en el proceso de iteración, ver tabla 4.1.

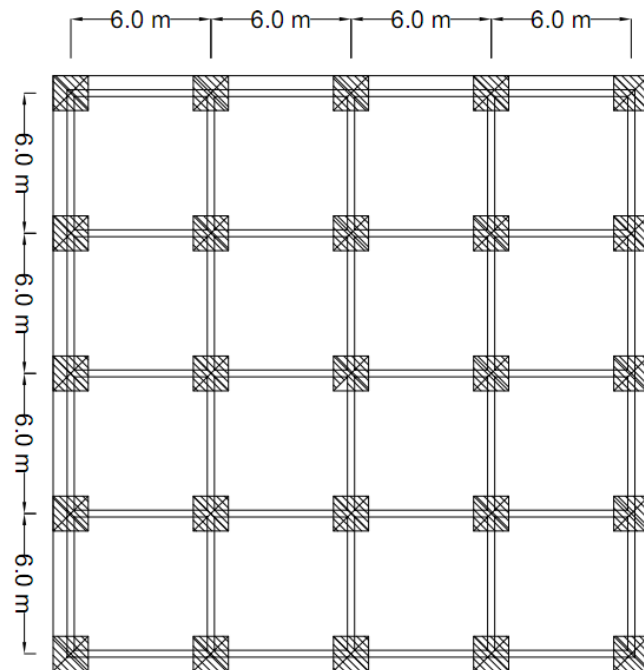
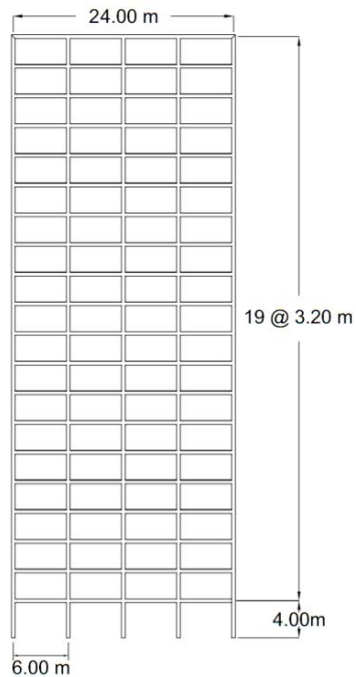
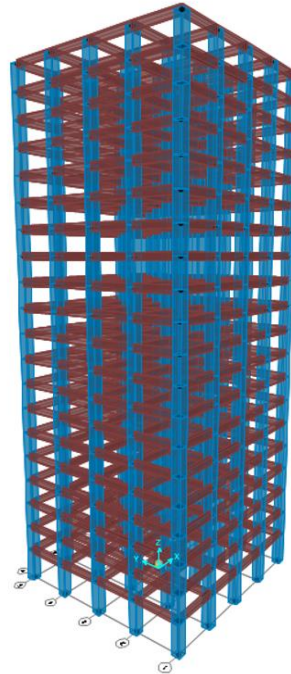


Figura 4.1 Planta tipo del Edificio



a) Alzado



b) Modelo Edificio

Figura 4.2 Vistas del Modelo

Tabla 4.1 Características de los elementos estructurales

Vigas		Columnas	
Nivel	Sección (cm)	Nivel	% Reducción
1 - 6	45 x 90	1 - 7	0
7 - 11	45 x 85	8 - 12	10
12 - 14	40 x 85	13 - 15	15
15 - 17	40 x 80	16 - 18	20
18 - 20	35 x 80	19 - 20	25

4.2.2 Propiedades de los elementos estructurales y cargas

El análisis por cargas gravitacionales, consiste en identificar todos los pesos que están actuando sobre la estructura, esto es las cargas muertas y vivas.

Para poder definir las carga muertas es necesario definir los materiales que se emplearán en la construcción del edificio, así como sus respectivas propiedades mecánicas.

Para vigas y columnas se empleará concreto de $f'c = 250\text{kg/cm}^2$ y para el sistema de piso, concreto de $f'c = 200\text{kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad del concreto es, $E_c = 14000\sqrt{f'c}$ y el peso volumétrico de $\gamma = 2400\text{kg/m}^3$, para el refuerzo se empleará acero con esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$. A continuación se presenta las cargas muertas de entrepiso.

Tabla 4.2 Cargas Muertas empleadas

Concepto	kg/m ²
Sistema de Piso	192
Acabados	50
Instalaciones y Plafones	40
Muros divisorios y fachadas	100
Sobre carga de Reglamento	40
Carga muerto total (CM)	422

Las cargas vivas se tomaron del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, versión 2004, en el capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones; para lo cual es necesario conocer el uso al cual está destinado la estructura, como se mencionó anteriormente, la estructura se le dará uso para Habitación.

Tabla 4.3 Cargas Vivas Unitarias

Destino de piso o cubierta	Wa kg/cm ²
Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	90
Azoteas con pendiente no mayor a 5%	70
Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	20

4.3 Simulación de las fuerzas de viento

Con la finalidad de obtener las velocidades de viento actuantes sobre la estructura se empleará el programa SVTpro (Ortegón Esparza Juan Abdel y Pozos Estrada Adrián, No. Reg.: 03-2016-121313272700-01), este programa cuenta con las siguientes características (Instituto de Ingeniería UNAM, 2017):

- Simulación de una señal estacionaria (viento turbulento) en un punto con base en la combinación de funciones senoidales o cosenoidales con ángulos de fase aleatorios.
- Simulación de señales estacionarias en el plano con el empleo de un modelo de media móvil y autoregresión (ARMA por sus siglas en inglés). Este algoritmo emplea funciones de densidad de potencia espectral y funciones de coherencia predefinidas para su desarrollo.
- Simulación sistemática de velocidades y fuerzas turbulentas del viento en un punto y en un plano con base en métodos de simulación.

La turbulencia atmosférica puede ser modelada como un proceso estocástico, que generalmente se asume como un campo aleatorio estacionario, dependiente del tiempo, con comportamiento gaussiano, y media cero. Como el nombre indica este programa utiliza diversas Funciones de Densidad de Potencia Espectral, para simular el viento turbulento, entre las empleadas se encuentra el espectro de Kaimal, Hojstrup y Davenport. Para este estudio se empleará el

espectro de Kaimal, ya que toma en cuenta la variación de la media del viento con la altura, además de que describe de manera más precisa las observaciones empíricas de turbulencia atmosférica.

4.3.1 Determinación de la Velocidad Media

Para la determinación de la velocidad media, V'_D , en m/s, se aplica el procedimiento descrito en el Manual de Diseño de Obras Civiles por Viento de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC, 2008), esta velocidad se determina con la siguiente expresión:

$$V'_D = \frac{F_T F'_{rz} V_R}{3.6} \quad (4.1)$$

en donde:

V_R Velocidad regional de ráfaga, km/h,

F_T Factor de topografía

F'_{rz} Factor de exposición para la velocidad media

La velocidad regional de ráfaga del viento, V_R , es la velocidad máxima que puede ser excedida en un cierto periodo de retorno, T , en años, en una zona o región determinada del país, esta se encuentra en función de la importancia de la estructura y su localización geográfica, el (MDOC, 2008) presenta mapas de isotacas regionales para periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, los cuales se recomienda utilizar en el diseño según la clasificación de la estructuras de los Grupos A, B y C, respectivamente.

El Factor de topografía F_T , toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura, ya que no es lo mismo que si la estructura se localiza en un terreno elevado como las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante o en una depresión como un valle.

Tabla 4.4 Factores de Topografía local

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0

Factor de exposición para la velocidad media, F'_{rz} , considera el efecto combinado de las características de rugosidad local de la variación de la velocidad con la altura, se determina:

$$F'_{rz} = 0.702\bar{b} \quad \text{si} \quad z \leq 10 \quad (4.2)$$

$$F'_{rz} = 0.702\bar{b} \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha'} \quad \text{si} \quad 10 < z \leq 200 \quad (4.3)$$

en donde:

z es la altura medida a partir del nivel medio del terreno, en la cual se desea calcular la velocidad media del viento, en m

\bar{b} un coeficiente, adimensional, que se obtiene de la Tabla 5.2

α' el exponente, adimensional, de la variación de la velocidad con la altura, para cada categoría de rugosidad del terreno; corresponde a un intervalo de promediación de diez minutos.

Tabla 4.5 Valores de \bar{b} y α'

Categoría del Terreno	\bar{b}	α'
1	1.17	0.12
2	1.00	0.16
3	0.77	0.21
4	0.55	0.29

4.3.2 Determinación de las fuerzas

Una vez obtenidas las velocidades de viento, lo siguiente es determinar las fuerzas actuantes sobre la estructura. Para ello se empleará la fórmula de Fuerza de Arrastre.

$$D = \frac{1}{2} \rho U_0^2 A C_D \quad (4.4)$$

en donde:

ρ Densidad del Aire (kg/m^3)

U_0 Velocidad de incidencia del viento (m/s)

A Área de referencia (m^2)

C_D Coeficiente de Arrastre (Adimensional)

4.4 Amortiguamiento de Rayleigh

Con el fin de modelar las propiedades de amortiguamiento de la estructura en el programa de elemento finito, es necesario realizar el cálculo de los factores de amortiguamiento de Rayleigh, el cual establece una relación en el que, el amortiguamiento es proporcional a la masa y a la rigidez de la estructura.

$$\mathbf{c} = \alpha \mathbf{m} + \beta \mathbf{k} \quad (4.5)$$

El cociente de amortiguamiento para el modo n , está dado por:

$$\zeta_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta}{2}\omega_n \quad (4.6)$$

Los coeficientes α y β se obtienen a partir de los cocientes de amortiguamiento relativos de los modos \mathbf{i} y \mathbf{j} , respectivamente, si la ecuación (4.3) se expresa para estos modos, se obtiene:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

Al resolver el sistema de ecuaciones (4.4) se obtiene:

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.8)$$

$$\beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.9)$$

En el que ω_i y ω_j son las frecuencias de los modos **i** y **j**, respectivamente. Para este trabajo se utilizarán el primer y el quinto modo, pues son los que tienen una mayor participación en la respuesta de la estructura.

Capítulo 5

Interpretación de Resultados

5.1 Descripción general del proceso

Para este trabajo de investigación se realiza un proceso iterativo a fin de encontrar las secciones mínimas que cumplen con las condiciones de servicio, para ello se emplea un edificio de concreto de 20 niveles, hipotéticamente localizado en la Ciudad de México. Cumplir con la condición de servicio significa que la aceleración máxima en los nodos más altos del edificio debidos a la acción del viento debe ser menor a la aceleración máxima permitida según alguna norma o criterio. El criterio a aplicar en este caso serán las recomendaciones del Instituto de Arquitectura de Japón (2004) (AIJ, por sus siglas en inglés).

La razón para emplear estas recomendaciones es que el (AIJ, 2004), considera por separado las dos componentes horizontales de la aceleración pico, esto permite obtener de manera separada los límites de percepción para ambas componentes de la aceleración del viento (Tamura et al., 2006).

Además para realizar la variación de las dimensiones de las columnas se empleará el método de las bisecciones, el cual consiste en tomar un intervalo que contiene la solución y proceder a reducirlo por la mitad de manera sucesiva, hasta obtener una aproximación apropiada, esta elegida de manera arbitraria.

En esta tesis al aplicar el Diseño por Desempeño, únicamente se tomará en cuenta el nivel de servicio, y en este nivel se asume que la estructura deberá cumplir con un comportamiento elástico lineal sin que se presente daño estructural.

5.2 Decremento Logarítmico

Debido a que este es un proceso de iterativo en el que se irá variando las secciones de las columnas, es necesario revisar que la modelación del amortiguamiento del edificio se realiza de manera correcta.

Para un sistema no amortiguado en vibración libre la amplitud en cada ciclo de vibración siempre es la misma, mientras que un sistema amortiguado oscila con amplitud decreciente en cada ciclo de vibración ver figura 5.1.

El efecto más importante del amortiguamiento es sobre la rapidez de decaimiento en vibración libre, donde a medida que aumenta el porcentaje de amortiguamiento el tiempo de oscilación de la estructura disminuye.

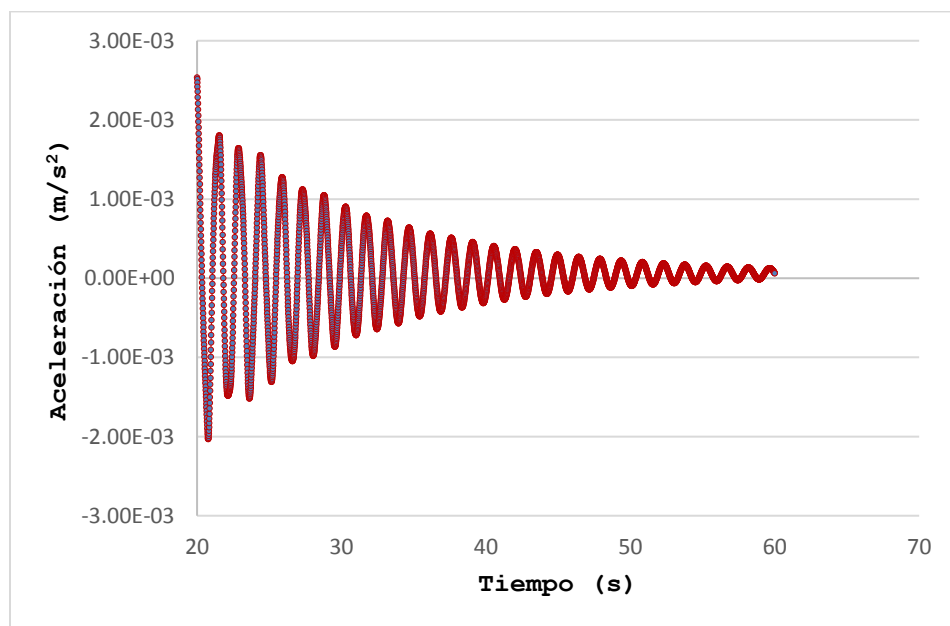


Figura 5.1 Vibración libre con amortiguamiento de $\zeta = 2\%$

Con el fin de emular la vibración libre amortiguada en la estructura, en el modelo elaborado con el programa de elemento finito se colocaron fuerzas constantes en la misma dirección por 20 segundos para luego liberar a la estructura de estas y con esto

aplicarle a la estructura el desplazamiento inicial requerido para comenzar su oscilación hasta llegar al reposo en su posición de equilibrio.

El decremento logarítmico, se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\delta = \ln \frac{u_i}{u_{i+1}} n = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (5.1)$$

en donde:

u_i/u_{i+1} Son picos máximos separados por uno o más periodos de vibración, T_D ,

n Es el número de periodos, T_D , que separan a u_i y u_{i+1} ,

ζ Porcentaje de amortiguamiento.

Si ζ es pequeño, lo que suele presentarse en la mayoría de las estructuras civiles, se puede suponer, $\sqrt{1-\zeta^2} \approx 1$, y esto resulta en una ecuación aproximada:

$$\delta \approx 2\pi\zeta \quad (5.2)$$

Empleando las ecuaciones (5.1) y (5.2) se determina el porcentaje de amortiguamiento, ζ , para diferentes valores de aceleración, separados por "n" periodos, T_D , ver tabla 5.1.

Tabla 5.1 Porcentajes de Amortiguamiento, ζ

u_i	u_{i+1}	n	ζ
22.87	25.89	2	2.0124%
22.87	27.30	3	2.0273%
24.39	28.79	3	2.0790%
25.89	27.30	1	2.0571%

5.3 Método de Bisecciones

Con el fin de encontrar la sección óptima de las columnas que cumplen con la condición de servicio, es necesario implementar un algoritmo que permita variar estas secciones, para ello se empleará el método de las bisecciones.

El método de las bisecciones es un algoritmo matemático que permite encontrar la raíz en un intervalo seleccionado $[a,b]$, donde se debe cumplir que, $f(a) \cdot f(b) < 0$, de esta manera se garantiza la convergencia de la solución.

Como se ha mencionado, la dimensión de las columnas, representadas por la letra, "x", será la variable independiente y es la que irá variando en este estudio, por lo que las propiedades dinámicas de la estructura, aceleración del modelo y la aceleración de percepción límite se consideran variables dependientes de "x". Teniendo en cuenta esto, la siguiente función relaciona la aceleración máxima del modelo "a_m" y la aceleración de percepción límite "a₀":

$$f(x) = \begin{cases} 1 & \text{Si } a_m(x) < a_0(x) \\ -1 & \text{Si } a_m(x) > a_0(x) \end{cases} \quad (5.3)$$

El método consiste en lo siguiente:

1. Se propone una dimensión de columnas "x_a", con la intención de cumplir $f(x_a) = -1$, a continuación se procede a incrementar en un porcentaje la dimensión de columnas, "x_b", este proceso de incremento se repite hasta que se cumpla que $f(x_b) = 1$; con esto se garantiza que en el intervalo $[x_a, x_b]$, se encuentre la dimensión de columnas óptima.
2. A continuación se realiza la evaluación de la condición de tolerancia:

$$\left| \frac{x_a - x_b}{x_a} * 100 \right| \leq 1 \quad (5.4)$$

3. En caso de no cumplirse la condición anterior se debe reducir el intervalo, para ello se calcula el punto medio, " x_r ", se evalúa $f(x_r)$ y:

$$\text{Sí } f(x_a) \cdot f(x_r) > 0 \rightarrow x_a = x_r \rightarrow [x_a = x_r, x_b] \quad (5.5)$$

$$\text{Sí } f(x_a) \cdot f(x_r) < 0 \rightarrow x_b = x_r \rightarrow [x_a, x_b = x_r] \quad (5.6)$$

4. A continuación se repiten los pasos 2 y 3 hasta cumplir con la condición de tolerancia establecida.

5.4 Resultados

Para encontrar consistencia en los resultados se realizó la simulación de 30 juegos de señales de viento completamente diferentes y a partir de ellas se obtuvo la respuesta de la estructura. En la figura 5.2 se presenta un diagrama del proceso empleado.

Como se ha mencionado las historias de velocidades de viento turbulento se obtuvieron con el programa SVTpro, lo siguiente fue considerar las propiedades del viento y sustituyendo en la fórmula de arrastre se obtuvieron las fuerzas de viento actuantes sobre el edificio.

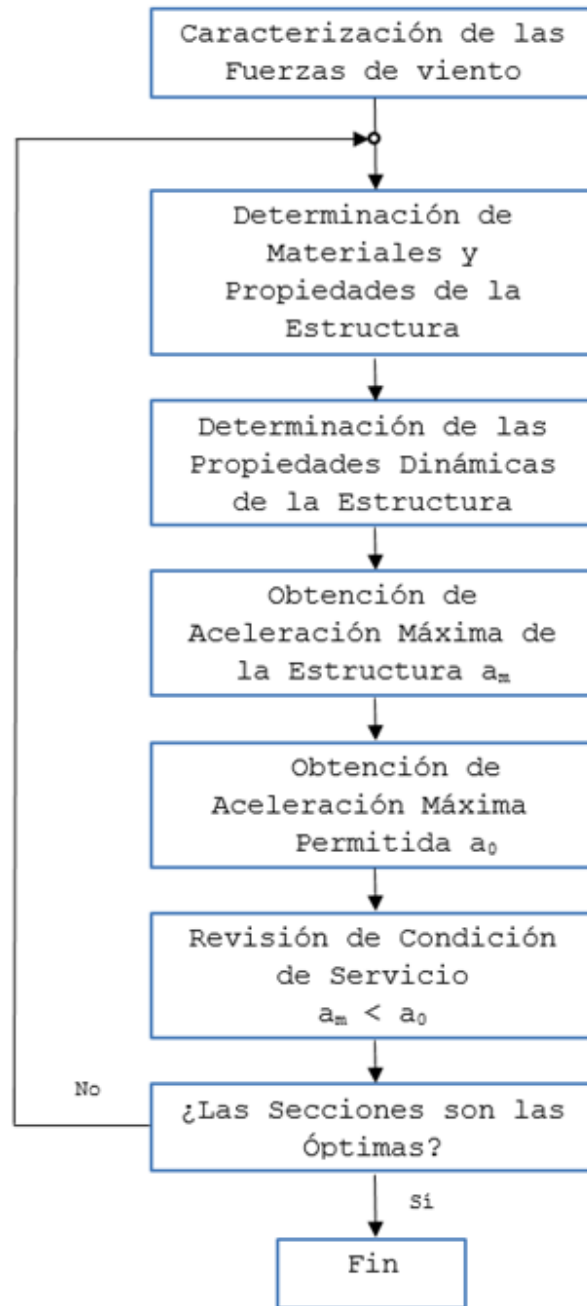
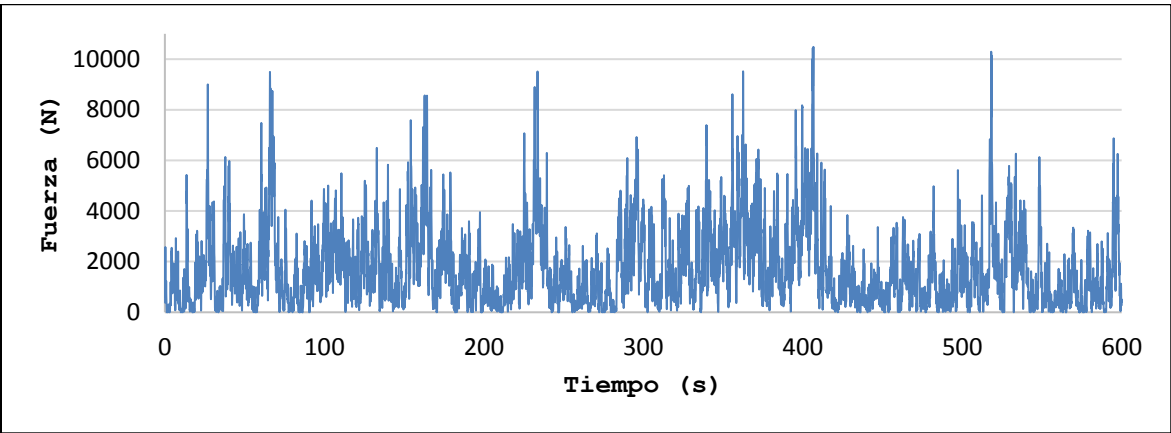
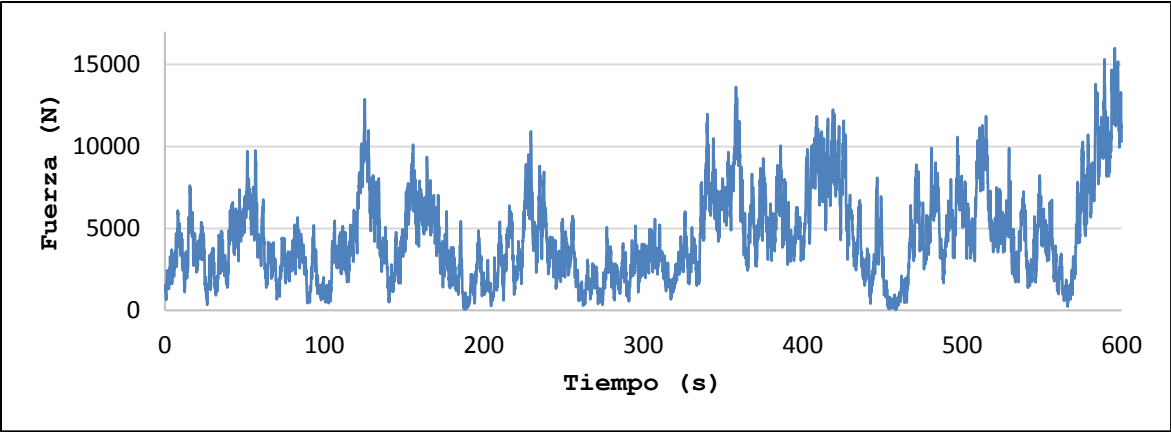


Figura 5.2 Diagrama del proceso de revisión de servicio

Una vez definidas las fuerzas de viento así como las propiedades mecánicas de la estructura, con la ayuda de un programa de elemento finito se procede a obtener la respuesta estructural, la cual es descrita con un registro tiempo-historia que expresa el comportamiento de cantidades físicas (desplazamientos y aceleraciones) en función de del tiempo. En las figuras 5.3 y 5.4 se muestran las respuestas de dos nodos en su respectiva simulación.

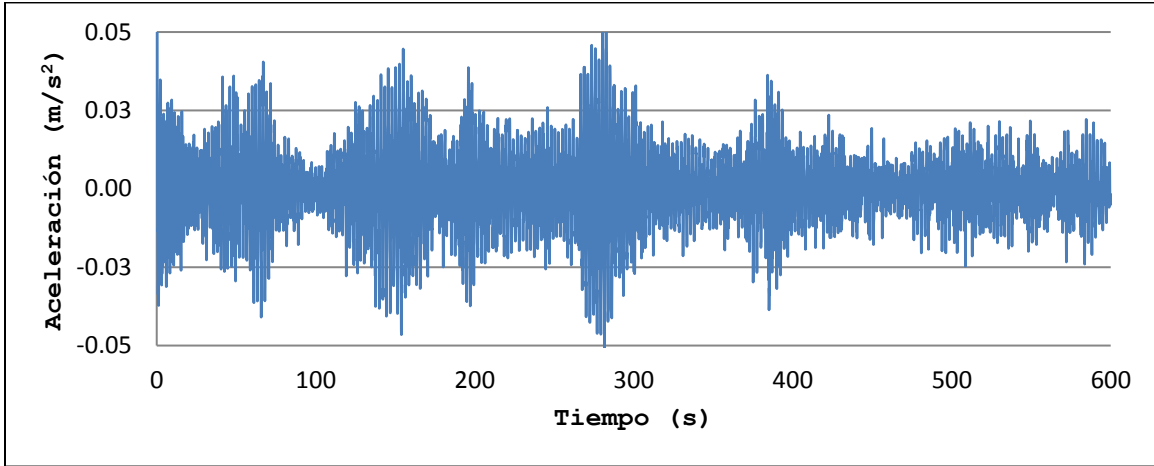


a) Señal Nodo 1, 4.20 m de altura

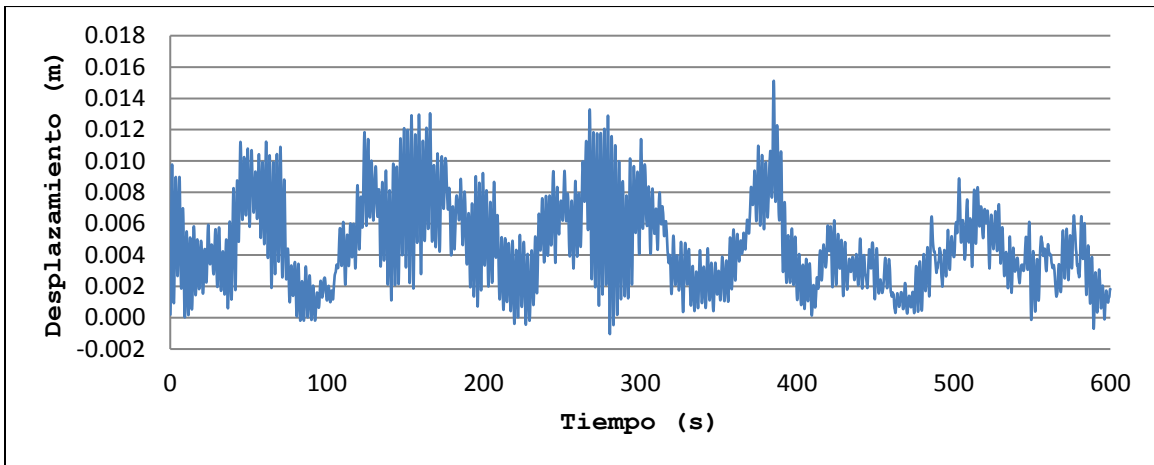


b) Señal Nodo 100, 64.80 m de altura

Figura 5.3 Historia de fuerzas de viento turbulento

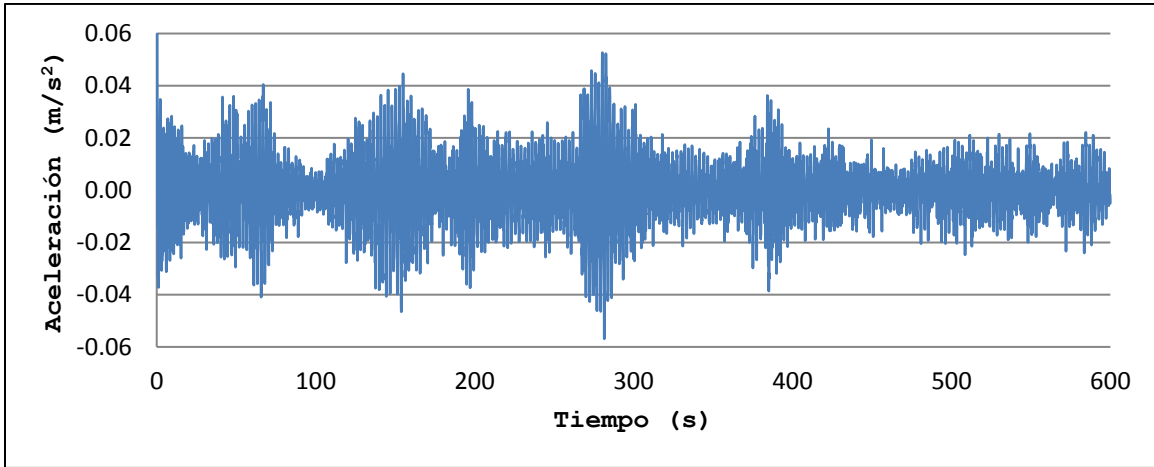


a) Aceleración Nodo 958, 64.80 m de altura, simulación 10

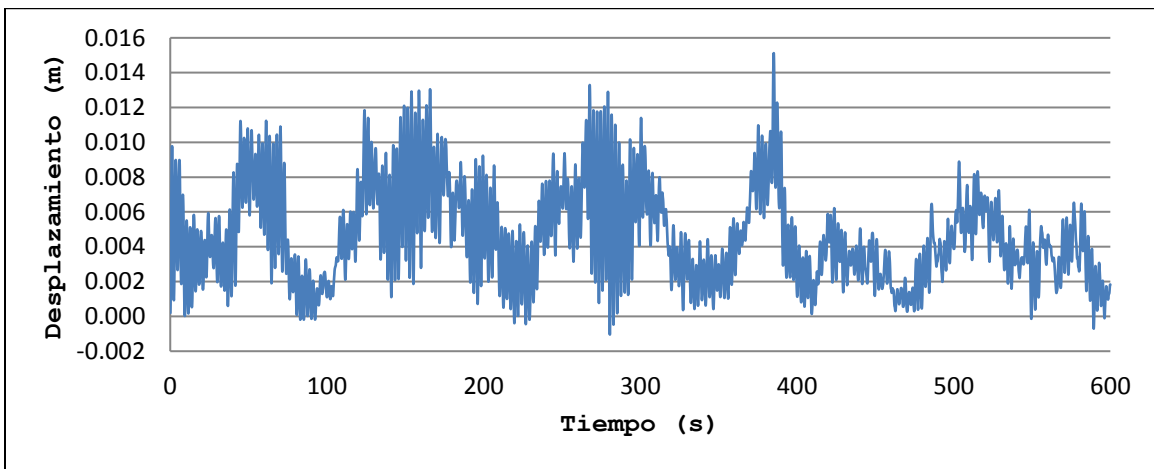


b) Desplazamiento Nodo 958, 64.80 m de altura, simulación 10

Figura 5.4 Registro Tiempo-Historia respuesta nodo 958



a) Aceleración Nodo 974, 64.80 m de altura, simulación 20



b) Desplazamiento Nodo 974, 64.80 m de altura, simulación 20

Figura 5.5 Registro Tiempo-Historia respuesta nodo 974

Con el fin de evaluar la condición de servicio, a partir de la aceleración obtenida en el modelo se realizó una comparativa con las recomendaciones propuestas del AIJ, ver figura 5.6. Las cuales son curvas de percepción de movimiento dependientes de la frecuencia natural de la estructura y se emplean en la comparación de las aceleraciones pico para periodo de retorno de 1 año. El número de cada curva representa el porcentaje de ocupantes que

percibirán el movimiento, así la curva H-90, indica que un 90% de los ocupantes del edificio percibirá el movimiento.

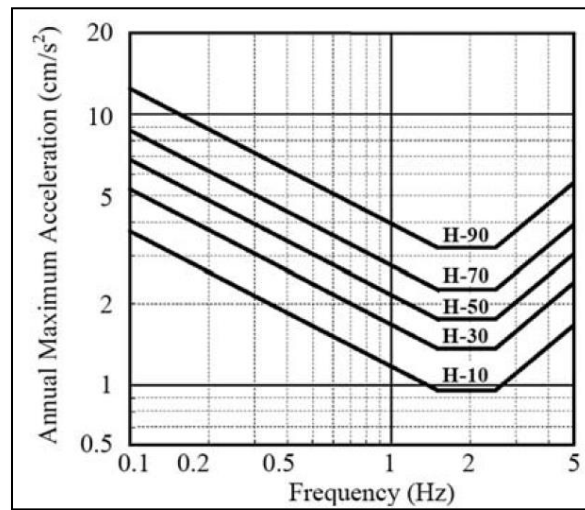


Figura 5.6 Límites de percepción del AIJ-2004

Si bien elegir curvas con intervalos de percepción inferiores implicaría que más de la mitad de los ocupantes no percibirá el movimiento, esto tendría impacto directo al costo de la estructura, lo que afectaría de manera significativa a la economía de los propietarios, y en contraparte elegir curvas con intervalos de percepción superiores supondría un gran ahorro en la inversión de los propietarios mientras no se toma importancia al confort de los ocupantes. Es por ello que para este caso de estudio se eligió la curva H-50, ya que viéndolo desde el punto de vista objetivo toma en cuenta las repercusiones económicas de los propietarios así como tampoco deja de lado el confort de los ocupantes.

En la tabla 5.2 se presentan los resultados finales de cada simulación, como se observa para cada simulación existe una variación muy pequeña de la frecuencia natural, aceleración máxima del modelo y el desplazamiento máximo; sin embargo, para las dimensiones de las secciones de las columnas si existe una gran variación, ya que fluctúan entre 1.168 m y 1.579 m.

Tabla 5.2 Resultados finales de cada simulación

Simulación	Frecuencia Natural (Hz)	Aceleración Máxima Modelo (milli-g)	Aceleración percepción (milli-g)	Diferencia (%)	Desplazamiento Máximo (m)	Sección Final (m)
1	0.431450	4.386687	4.386146	0.012332	0.01051998	1.440430
2	0.429830	4.395087	4.391516	0.081318	0.01109290	1.487305
3	0.431780	4.390234	4.381745	0.193743	0.01104791	1.404297
4	0.431500	4.384638	4.384094	0.012411	0.01029982	1.414063
5	0.428370	4.400540	4.398874	0.037873	0.01149278	1.564453
6	0.429910	4.381733	4.391113	0.213625	0.01081746	1.481445
7	0.437790	4.345596	4.352042	0.148099	0.01075991	1.168945
8	0.429660	4.395413	4.392370	0.069265	0.01084401	1.495117
9	0.434970	4.361060	4.365903	0.110920	0.01128016	1.278320
10	0.434250	4.377849	4.369463	0.191919	0.01061148	1.307617
11	0.431450	4.388838	4.383394	0.124195	0.01051998	1.416992
12	0.431740	4.381274	4.381945	0.015305	0.01040025	1.403320
13	0.430620	4.381437	4.387549	0.139304	0.01118979	1.450195
14	0.437790	4.389694	4.352042	0.865170	0.01179678	1.170898
15	0.431360	4.385637	4.383844	0.040904	0.01098064	1.420898
16	0.430350	4.395851	4.388904	0.158297	0.00960620	1.463867
17	0.431170	4.381295	4.384794	0.079817	0.01083298	1.426758
18	0.431080	4.383507	4.385245	0.039638	0.01058817	1.430664
19	0.430530	4.392722	4.388001	0.107591	0.01141699	1.456055
20	0.428050	4.411040	4.400492	0.239691	0.01071323	1.579102
21	0.431080	4.383211	4.385245	0.046380	0.01139112	1.430664
22	0.429830	4.386086	4.391516	0.123646	0.01181128	1.485352
23	0.433330	4.372100	4.374026	0.044028	0.01230912	1.340820
24	0.431170	4.387421	4.384794	0.059902	0.01106114	1.428711
25	0.431260	4.393761	4.384344	0.214795	0.01162992	1.424805
26	0.430090	4.385403	4.390209	0.109479	0.01073268	1.473633
27	0.429830	4.392813	4.391516	0.029554	0.01097619	1.487305
28	0.430900	4.387411	4.386146	0.028832	0.01163620	1.440430
29	0.434870	4.373089	4.366397	0.153259	0.01130020	1.284180
30	0.429170	4.403364	4.394837	0.194010	0.01106036	1.520508
Promedios	0.431506	4.384160	4.383284	---	0.01102399	1.419238

Finalmente, para las dimensiones de las secciones óptimas del edificio, de acuerdo al criterio de optimización adoptado, se empleará. Las dimensiones finales por niveles se resumen en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Secciones óptimas

Vigas		Columnas	
Nivel	Sección (cm)	Nivel	Sección (cm)
1 - 6	45 x 90	1 - 7	140 x 140
7 - 11	45 x 85	8 - 12	125 x 125
12 - 14	40 x 85	13 - 15	120 x 120
15 - 17	40 x 80	16 - 18	110 x 110
18 - 20	35 x 80	19 - 20	100 x 100

Al realizar la comparación entre las secciones óptimas obtenidas y las del edificio que en un inicio se tomó como base para este estudio (Canto & Alamilla, 2000), se observa un incremento significativo en el tamaño de las secciones de las columnas para garantizar el cumplimiento del estado límite de servicio, además como menciona Tamura (2006), los edificios menos pesados y flexibles son mucho mejores para resistir los efectos sísmicos mientras que los edificios pesados y rígidos resisten de manera favorable las cargas de viento; es por ello que para cumplir con este estado límite de servicio es necesario incrementar la masa y rigidez de la estructura.

De acuerdo con los comentarios del NBCC (2005), otro criterio de revisión de servicio es la verificación de la deflexión lateral máxima, la cual de ser excedida puede generar agrietamientos en elementos no estructurales destinados a recubrimiento y ornamentación, para su revisión se debe cumplir la desigualdad (5.7). La altura total del edificio es 64.8 m y la deflexión lateral máxima se obtiene de la sexta columna de la tabla 5.2. Ya que se tienen secciones muy robustas para cada simulación, se observa que se cumple este criterio de servicio.

$$\Delta_{max} \leq H/500 \quad (5.7)$$

en donde:

Δ_{max} Es la deflexión lateral máxima en la parte más alta del edificio debida a viento y en la dirección de este, en m.

H Es la altura total del edificio, en m.

5.5 Aplicación de la metodología propuesta por Pozos-Estrada (2018) al edificio con secciones óptimas

Para la aplicación de esta metodología se empleará el diseño final del edificio obtenido de la sección anterior y como se ha mencionado se supondrá que se encuentra en la Ciudad de México, aunque López Ibarra (2016) propone un factor de clima $\delta_v = 0.09$ para esta ciudad, a fin de aplicar esta metodología que toma valores de factor de clima entre 0.1 y 0.3, se supondrá $\delta_v = 0.1$.

Tabla 5.4 Datos empleados para el ejemplo numérico

Propiedades estructurales	B = 24 m; H = 64.8 m; $f_n = 0.4315$ Hz; m = 12741766.67 kg; $\xi = 1.5\%$
Datos aerodinámicos	$\rho = 1.23$ kg/m ³ ; CD = 1.2; V(h) = 20 m/s; $I_v(h) = 21.8\%$
Parámetros calculados	g = 3.514; $S_v(h, V, f_n) = 0.07877$; $R_B(V, f_n) = 0.332$; $R_H(V, f_n) = 0.143$

Empleando la ecuación (3.14), la aceleración pico, " \hat{x} ", calculada es 4.991 milli-g. En la figura 5.7 se realiza la comparativa entre la aceleración factorizada, " $F_{Al} \cdot \hat{x}$ ", y la aceleración pico crítica, " \hat{x}_c ", obtenida a partir de la curva H-50 del AIJ (2004) y $f_n = 0.4315$ Hz.

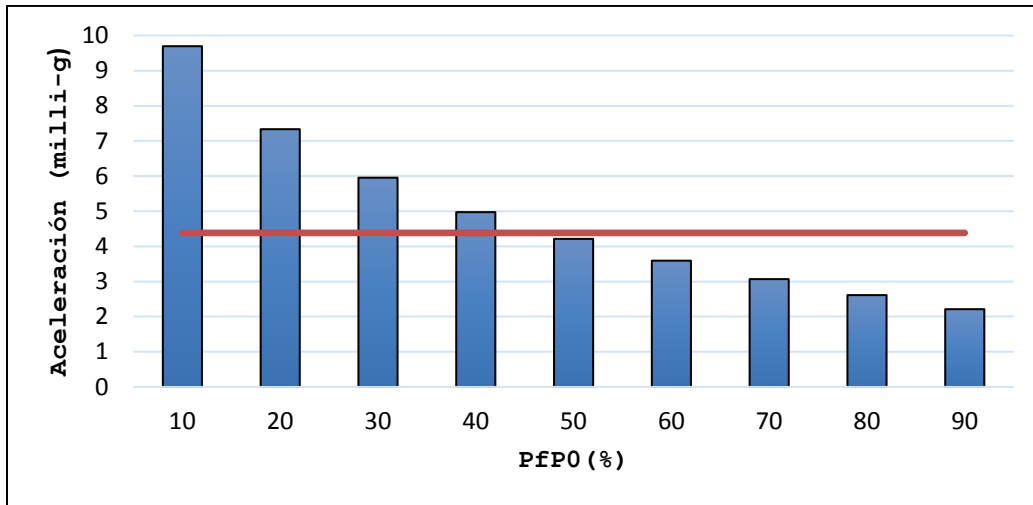


Figura 5.7 Comparación aceleraciones

Se observa de la figura 5.7 que para consideraciones conservadoras, esto es, probabilidades de percepción menores al 50%, el diseño de la estructura parece no ser aceptable.

Capítulo 6

Conclusiones y trabajos futuros

6.1 Conclusiones

Aunque se han realizado diversos estudios con el fin de comprender la percepción humana al movimiento en edificios altos, así como también existen bastantes referencias sobre los parámetros más importantes para evaluarla, a la fecha no se ha realizado un consenso general en la ingeniería de viento con el fin de consensuar un procedimiento para evaluar la aceleración inducida por viento en edificios altos, por esta razón se propone el procedimiento de análisis presentado en este trabajo con la finalidad de evaluar la condición de servicio de un edificio alto sometido a la acción del viento.

Un aspecto importante al realizar el proceso de optimización es identificar la manera de distribuir los elementos estructurales, pues de esta dependen la distribución de rigidez y masa del edificio, siendo estas 2 propiedades muy importantes las que determinan la respuesta de la estructura.

El NTCDV (2004) estipula que para edificios altos, se debe verificar que la aceleración debida a empujes dinámicos no sobrepase 0.04 de la aceleración de la gravedad (40 milli-g), lo cual para este caso de estudio resultó ser demasiado conservador, pues la máxima aceleración promedio obtenida a partir del modelo fue 4.38 milli-g, además en comparación con otros reglamentos este valor de 40 milli-g resulta demasiado permisible. Aunado a lo anterior, la actualización de las NTCDV (2017) reduce el nivel de aceleración a 0.02 de la aceleración de la gravedad (20 milli-g), valor que resulta comparable con otros reglamentos internacionales.

La metodología propuesta en este trabajo así como la propuesta por Pozos-Estrada (2018), en la revisión de las aceleraciones en edificios, son procedimientos que tienen el fin

de contribuir a la actualización en los procesos de diseño de la Ingeniería Mexicana, ya que como se reitera una vez, a la fecha no existe una propuesta concisa para realizar la revisión de servicio en edificios altos.

6.2 Trabajos Futuros

Debido a que en este estudio el edificio contaba con simetría tanto en planta como en elevación, se puede asumir que el fenómeno de la torsión no se presentará, pero para refinar aún más la revisión de servicio, es necesaria la inclusión de algún criterio para la revisión de la aceleración torsional.

Para este trabajo se realizaron diversas simplificaciones en la elaboración del modelado de la estructura, una de las más significativas fue la falta de losas en el modelo, esto con el fin de emplear menor tiempo de análisis, por lo que para un modelado más realista es necesario incluir la rigidez que estas pudieran aportar a la estructura.

Como complemento a este trabajo los resultados obtenidos con esta metodología necesitan ser comparados con datos reales obtenidos de instrumentación en edificios o a través de pruebas de túnel de viento, esto con el fin de refinar el proceso de modelado y obtener resultados muy similares.

Debido a que todas las estructuras civiles se encuentran sujetas a restricciones económicas, se considera que es necesario realizar un proceso de minimización de costos asociados a la construcción de los elementos estructurales, y estos descritos mediante una función la cual estará sujeta a restricciones que describen el comportamiento deseado o aceptable de la estructura para diversos niveles de peligro eólico.

Referencias.

- Augusti G., Ciampoli M. (2008). Performance-Based Design in risk assessment and reduction. ScienceDirect, Probabilistic Engineering Mechanics 23 (2008) 496-508.
- Bashor R., Kareem A. (2007). Probabilistic performance evaluation of buildings: an occupant comfort perspective. In: Proceedings 12th international conference on wind engineering, Cairns, Australia. <<http://www.nd.edu/~nathaz/>>.
- Bernardini E., Spence S., Kwon D., Kareem A. (2015). Performance-Based Design of High-Rise Buildings for Occupant Comfort. American Society of Civil Engineers.
- Canto C. J. T. & Alamilla L. J. L. (2000). Analisis de confiabilidad de estructuras de varios grados de libertad. Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, México.
- Comisión Federal de Electricidad, MOCDV (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento. México.
- Ellingwood B. R. (1998). Reliability-based performance concept for building construction. Structural Engineering Worldwide, Elsevier.
- Ferrareto A. J., Mazzilli E. N. C. França L. S. R. (2015). Wind-induced motion on tall buildings: A comfort criteria overview. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 142 (2015) 26-42.
- Ghobarah A. (2001), Performance-based design in earthquake engineering: state of development. Engineering Structures 23 (2001) 878-884.
- Huang M. F., Li Qiang, Chan C.M., Lou W.J., Kwok K.C.S., Li G. (2015). Performance-based design optimization of tall concrete framed structures subject to wind excitations. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 139 (2015) 70-81.
- Huang M (2017). High-Rise Building under Multi-Hazard Environment Assessment and Design for Optimal Performance. 2017, XXVII, 232p. 100 illus., 66 illus. in color., Hardcover ISBN: 978-981-10-1743-8.
- Instituto de Ingeniería UNAM (2017), Génesis SimVT y SVTpro. México D.F., México. Recuperado de <https://proyectos.iingen.unam.mx/genesissimvt-svtpro/es-mx/Paginas/default.aspx>

Irwin A. W. (1979), Human response to dynamic motion of structures. Department of Civil Engineering, Heriot-Watt University.

ISO 6897, (1984). Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0,063 to 1 Hz).

ISO 10137, (2007). International Organization for Standardization. 2007. Bases for design of structures -Serviceability of buildings and walkways against vibrations. ISO 10137:2007.

Kanda J., Tamura Y., Nakamura O., and Uesu K. (1993). Probabilistic criteria for serviceability limit of wind response. Int. Colloquium, Structural Serviceability of Buildings, Vol. 69, IABSE Reports, Goteborg, Sweden, 59-66.

Kanda J., Tamura Y., Fujii K., Ohtsuki T., Shioya K., Nakata S. (1994). Probabilistic evaluation of human perception threshold of horizontal vibration of buildings (0.125 to 6.0 Hz). In: Proceedings of Structure Congress XII, vol. 1, pp. 648-653.

Kareem A. (1988), Wind-Induced Response of Buildings: A Serviceability Viewpoint. Proceedings of National Engineering Conference, American Institute of Steel Construction, Miami Beach, FL.

Kareem A. (1992), Serviceability issues and motion control of tall buildings. Structures Congress, ASCE, Reston, VA.

Kim J. Y. , Yu E., Kim D. Y., Kim S. (2009), Calibration of analytical models to assess wind-induced acceleration responses of tall buildings in serviceability level. Engineering Structures 31(2009) 2086-2096.

Kwok K. C. S., Hitchcock P. A., Burton M .D. (2009), Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 97 (2009) 368-380.

Kwok K. C. S., Burton M. D., Abdelrazaq A. K. (2015). Wind-Induced Motion of Tall Buildings Design for Habitability. American Society of Civil Engineers. 8

López Ibarra A. (2016). Aceleraciones en edificios altos inducidas por viento. Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México, México

MDOC, (2008). Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento. Recomendaciones y Comentarios, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad.

NBCC, (2005). National Building Code of Canada, part 4 Structural Design, Commentary I, Wind Load Effects.

NTCDV, (2004). Normas Técnicas Complementarias Diseño por Viento. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 2004, México.

NTCDV, (2017). Normas Técnicas Complementarias Diseño por Viento. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 2017, México

Paulotto C., Ciampoli M., & Augusti G. (2004). Some proposals for a first step towards a performance based wind engineering. IFED-international forum in engineering decision making. In: Proceedings of the first forum. 2004. <http://www.ifed.ethz.c>.

Petrini F., Bontempi F., Ciampoli M. (2008). Performance-Based Wind Engineering as a tool for the design of the hangers in a Suspension Bridge. Proceedings of the fourth International ASRANET Colloquium, Atene, Grecia, 25-27 Giugno 2008. ISBN 0-9553550-2-8 / 978-0-9553550-2-8.

Petrini F., Ciampoli M. & Augusti G. (2009). A probabilistic framework for Performance-Based Wind Engineering. Sapienza Università di Roma, Italy.

Pozos-Estrada A., Hong H. & Galsworthy J. (2010). Serviceability design factors for wind-sensitive. NRC Research Press.

Pozos-Estrada A. (2018). A simple procedure to evaluate the wind-induced acceleration in tall buildings: an application to México. Wind and Structures an International Journal, in press.

Setareh M. (2010). Vibration serviceability of a building floor structure. II: Vibration evaluation and assessment. J. Perform. Constr. Facil., 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000135, 508-518.

Tamura, Y. (1998). Application of damping devices to suppress wind-induced responses of buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aero-dynamics 74-76, 49-72.

Tamura Y. (2006), Wind Resistant Design of tall buildings in Japan. Wind Engineering Research Center, Tokyo Polytechnic University 1583 Atsugi, Kanagawa, Japan.

Tessari R., Kroetz H., Beck A. (2017). Performance-based design of steel towers subject to wind action. *Engineering Structures* 143 (2017) 549-557.