



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**METODOLOGÍAS PARA COMBINAR LOS EFECTOS DE LAS FUERZAS
LONGITUDINAL, TRANSVERSAL Y TORSIÓN INDUCIDAS POR EL VIENTO
EN EDIFICIOS, UNA PROPUESTA NORMATIVA PARA MÉXICO**

TESIS

PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MILTON ALEXANDER RIVERA TORRES

TUTOR:
DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CUIDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, SEPTIEMBRE, 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

RESUMEN

En la presente investigación se estudian las combinaciones entre las cargas longitudinales, los momentos de torsión y cargas transversales inducidas por el viento en edificios. Se comparan los resultados obtenidos en 3 modelos matemáticos con planta rectangular típica y relaciones de esbeltez de 2, 3 y 4, que se suponen ubicados en la Ciudad de México, utilizando el software ETABS, a los efectos de establecer una propuesta para la normativa mexicana, que combine las acciones críticas de diseño por viento, considerando cargas longitudinales, transversales y de torsión. Para ello, se realizó un estudio de cómo las distintas normativas internacionales, tales como la ASCE 7 de Estados Unidos, AIJ de Japón, EC 1 EN 1991-1-4 de Europa, NBCC de Canadá y AS/NZS 1170.2 de Nueva Zelanda toman en cuenta estos efectos en el diseño de edificios en dichos países, así como también la utilización del método de la carga transversal equivalente propuesto por Tamura et al. (2013) basada en una extensa cantidad de pruebas experimentales realizadas en Japón, y una propuesta desarrollada con base en los resultados experimentales de un estudio desarrollado por Guzmán Solís et al. (2020) en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Para evaluar la propuesta de Tamura et. al (2013), se comparó la forma en que cada reglamento internacional antes mencionado combina las acciones del viento, con respecto a la forma en que Tamura propone combinar las acciones del viento. Finalmente, para evaluar todas las propuestas, se establecen combinaciones de carga híbridas, considerando la filosofía de cálculo y combinación de las acciones del viento según cada reglamento y propuesta, y su combinación con la carga longitudinal según las NTC 2017, comparado con considerar únicamente la carga longitudinal según las NTC 2017, evaluando en qué porcentaje se incrementan los elementos mecánicos en las columnas de cada modelo matemático, estableciendo así una propuesta para la normativa mexicana. Finalmente, se plantea una combinación de carga para evaluar estados límites de servicio en términos de desplazamientos, con base en las combinaciones propuestas a nivel de elementos mecánicos.

Palabras clave: Fuerzas de viento; Carga transversal inducida por el viento; Momento de torsión inducido por el viento; Combinaciones de carga por viento en edificios; Estructuras; Estado límite de servicio; Desplazamiento; Edificios.

ABSTRACT

The present research study the combination between longitudinal, transversal and torsional loads induced by wind in buildings. There were compared the results obtained from three mathematical models with typical rectangular cross section and slenderness relationships of two, three and four, that were supposed located in Mexico City, using a commercial software, with the finality of establish a normative proposal in Mexico, that combines the critical actions of wind, considering the longitudinal loads, transverse loads and torsional moments. In order to achieve that, a study was made about how the different international codes and standards, such as ASCE 7 from United States, AIJ from Japan, EC 1 EN 1991-1-4 from Europe, NBCC from Canada and AS/NZS from New Zealand consider these effects in the design of buildings; there were also studied the “equivalent transverse force method” proposed by Tamura et al. (2013) that was based in an extensive quantity of experimental wind tunnel tests made in Japan; and a proposal developed by Guzmán Solís et al. (2020) based on experimental results in the wind tunnel of the Institute of Engineering at National Autonomous University of Mexico (II - UNAM).

In order to evaluate Tamura et al. (2013) method, there were compared the way in that each international normative combine wind actions regarding the way in that Tamura proposes to combine these actions. Also, with the aim of evaluating all the methods, there were established hybrid load combinations, considering the philosophy of calculus and combination of wind actions according to each proposal and international normative, and its combination with the longitudinal load according to Complementary Technical Standards – Wind Design 2017 (NTC – 2017).

The calculated load combinations were applied to the mathematical models described above in order to evaluate how much there are increased the mechanical elements (axial load and bending moments across each principal axis) in the columns of each model, establishing a proposal for the Mexican normative.

Finally, a load combination is proposed to evaluate service limit states in terms of displacement based on the previously proposed combinations.

Key-words: Wind forces; Transverse load induced by wind; Torsional moment induced by wind; Wind load combinations in buildings; Structures; Serviceability limit state; Displacement; Buildings.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
DEDICATORIAS	2
AGRADECIMIENTOS	4
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	5
JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	6
CAPÍTULO I: CARGAS LONGITUDINALES, TRANSVERSALES Y TORSIÓN INDUCIDAS POR EL VIENTO EN EDIFICIOS.....	7
1.1 CARGAS LONGITUDINALES.....	7
1.1.1 Presión ambiental	7
1.1.2 Presión de estancamiento	8
1.1.3 Coeficientes de presión	8
1.1.4 Factor dinámico o de ráfaga	10
1.2 TORSIÓN	11
1.3 CARGAS TRANSVERSALES	13
CAPÍTULO II: METODOLOGÍA.....	15
2.1 NORMATIVA DE ESTADOS UNIDOS: ASCE 7 – 16.....	16
2.2 NORMATIVA DE EUROPA: EC 1 EN 1991-1-4:2005	21
2.3 NORMATIVA DE JAPÓN: AIJ 2005.....	26
2.4 NORMATIVA DE CANADÁ: NBCC 2010	35
2.5 NORMATIVA DE NUEVA ZELANDA: AS/NZS 1170.2:2011	43
2.6 NORMATIVA DE LA CIUDAD DE MÉXICO: NTCV CDMX 2017	49
2.7 PROPUESTA DE TAMURA et. al (2013).....	53
2.7 PROPUESTA INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM (2020).....	60
2.8 METODOLOGÍAS DE COMPARACIÓN	65
2.8.1 Comparación de la propuesta de Tamura con los reglamentos internacionales	65
2.8.2 Comparación entre la filosofía de cálculo actual de las NTCV CDMX 2017 y la filosofía de combinación de cargas del viento según las distintas propuestas y reglamentos internacionales.....	66
CAPÍTULO III: MODELOS DE ESTUDIO	68
3.1 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL	68
3.2 FUENTE DE MASA.....	69
3.3 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS Y DE SERVICIO.....	69
3.4 FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRACIÓN LÍMITE.....	70

3.5 RESTRICCIONES GEOMÉTRICAS.....	70
3.6 GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS MODELOS.....	71
3.7 VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO Y TERRENO DE DESPLANTE.....	71
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS	73
4.1 COMPARACIÓN DE LA PROPUESTA DE TAMURA CON LOS REGLAMENTOS INTERNACIONALES.....	73
4.2 COMPARACIONES DE LAS PROPUESTAS Y NORMATIVAS INTERNACIONALES CON RESPECTO A LA NORMATIVA MEXICANA	76
CAPÍTULO V: PROPUESTA NORMATIVA PARA COMBINAR LAS ACCIONES DEL VIENTO (LONGITUDINAL, TRANSVERSAL Y TORSIÓN) PARA EDIFICIOS EN MÉXICO	85
5.1 SI LA EDIFICACIÓN TIENE UNA RELACIÓN DE ESBELTEZ MENOR QUE 3	86
5.2 SI LA EDIFICACIÓN TIENE UNA RELACIÓN DE ESBELTEZ MAYOR O IGUAL QUE 3:.....	88
CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	90
6.1 FORMA DE EVALUACIÓN	90
6.2 RESULTADOS.....	90
CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y TRABAJOS FUTUROS.....	93
CONCLUSIONES	93
RECOMENDACIONES	94
TRABAJOS FUTUROS	94
REFERENCIAS.....	95

INTRODUCCIÓN

Distintas normativas internacionales tienen a bien considerar los efectos que produce el viento en edificios en sus diferentes direcciones de influencia. Se sabe que además de la carga longitudinal, debido a la distribución asimétrica de presiones se producen momentos de torsión, así como también se producen vibraciones transversales a la superficie de impacto del viento debido al fenómeno de desprendimiento de vórtices. Sin embargo, la normativa vigente en México no considera las cargas transversales ni la torsión inducida por el viento en edificios.

En el primer capítulo de la presente investigación se abordan las bases teóricas. Se da una breve descripción acerca de las razones por las cuales el viento produce cargas longitudinales, transversales y momentos de torsión en edificios.

En el segundo capítulo se abordan las metodologías que utilizan las distintas normativas internacionales como la ASCE 7 de Estados Unidos, AIJ de Japón, EC 1 EN 1991-1-4 de Europa, NBCC de Canadá y AS/NZS 1170.2 de Nueva Zelanda, para tomar en cuenta el efecto de torsión y las cargas transversales inducidas por el viento en edificios, así como también se describe la metodología de la *carga transversal equivalente* propuesta por Tamura et. al (2013) y una propuesta basada en una prueba experimental recientemente realizada por Guzmán Solís et al. (2020) en el instituto de ingeniería de la UNAM. Finalmente, en este capítulo se describe la metodología que se utilizó para la realización de las comparaciones, utilizando el programa ETABS, entre la propuesta de Tamura y las normativas internacionales vigentes, así como también la comparación entre todas las metodologías estudiadas, i.e las propuestas reglamentarias, la de Tamura y la de la UNAM, con respecto a la metodología de cálculo actual según la normativa mexicana.

El tercer capítulo describe los modelos matemáticos que se utilizaron con el fin de realizar las comparaciones antes mencionadas, así como los parámetros utilizados en la creación de los modelos computacionales en el programa comercial ETABS para su análisis ante las acciones del viento de interés.

El cuarto capítulo muestra resultados comparativos en el programa ETABS entre las propuestas de los reglamentos internacionales antes mencionados, y la propuesta de la *carga transversal equivalente* de Tamura et al. (2013), así como también se muestra una comparativa entre la filosofía de cálculo actual de México, con respecto a las combinaciones de las acciones del viento según las distintas normativas, la propuesta de Tamura y la propuesta de la UNAM, en términos de esfuerzos combinados en las columnas de los modelos en estudio. Se presentan comentarios respecto a estos resultados.

En el quinto capítulo, se presenta una propuesta normativa para México, a los efectos de combinar las acciones del viento en dirección longitudinal, transversal y de torsión en edificios.

En el sexto capítulo, se propone una combinación para evaluar los estados límites de servicio en términos de desplazamientos, según las combinaciones propuestas en el quinto capítulo.

Por último, se presentan las conclusiones de la investigación, así como algunas recomendaciones y trabajos futuros que puedan llevarse a cabo a partir de lo desarrollado en el presente trabajo.

DEDICATORIAS

A mis padres:

Maribel Torres y Luis Rivera

De cuyos auténticos cabellos grises yo soy una de las principales causas.¹

A mi hermano:

Luis Rivera Torres

Por ser siempre, además que hermano, mi mejor amigo.

A mi familia:

Por perdurar a pesar de la distancia, las diferencias y el tiempo.

A Katherine:

Por su amor y apoyo para cumplir este sueño.

A mi patria, Nicaragua:

Tan violentamente dulce...²

¹Isaac Asimov

²Julio Cortázar

Yo soy de un pueblo pequeño
Pequeño como un gorrión
Con medio siglo de sueños
De vergüenza y de valor

Yo soy de un pueblo sencillo
Como la palabra "Juan"

Yo soy de un pueblo reciente
Pero antiguo su dolor
Analfabeta vigente, medio siglo en rebelión...

Luis Enrique Mejía Godoy

La actividad más importante que un ser humano puede lograr es aprender para entender, porque
entender es ser libre.

Baruch Spinoza

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría expresar un profundo agradecimiento a mi tutor, Dr. Adrián Pozos Estrada, Investigador Titular del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por todo su apoyo en esta investigación, por haberme brindado la oportunidad de realizar esta investigación con él, su paciencia para instruirme y todo el tiempo dedicado.

Al Dr. Yukio Tamura, Director del Centro de Investigación de Ingeniería de Viento en la Universidad Politécnica de Tokio. Por todo su apoyo y apertura, tanto para resolver mis inquietudes, así como por toda la información técnica que amablemente facilitó para la presente investigación.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por darme la oportunidad de estudiar y seguir una formación de posgrado en una de las mejores universidades de Latinoamérica.

A todos los docentes del programa de maestría, por la invaluable transferencia de conocimientos a través de sus cátedras.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT, por la beca otorgada para realizar los estudios de maestría.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Debido al exponencial avance que ocurre en la historia reciente de la humanidad en materia de ciencia y tecnología, cada vez existe una tendencia más pronunciada en las zonas urbanas hacia la construcción de edificaciones de mayor altura, debido a que esto permite que una mayor cantidad de personas puedan habitar áreas menores. Estas edificaciones son especialmente sensibles a las acciones dinámicas del viento, dentro de las cuales se encuentra el momento de torsión y vibraciones transversales que se genera producto de una distribución asimétrica de presiones y del fenómeno de desprendimiento de vórtices. Con relación a esto, las normativas utilizadas para considerar el efecto del viento en edificios en México (MOCDV 2008, 2020 y NTC DV 2017) no toman en cuenta los posibles efectos de torsión y cargas transversales que el viento pueda ejercer en edificios, ni tampoco su combinación con las cargas longitudinales, por lo que es prudente disponer de una propuesta normativa para la evaluación de dichos efectos, y su combinación, para así, en consecuencia, conseguir diseños seguros, que tomen en cuenta efectos más aproximados inducidos por el viento, aprovechando con eficiencia el estado del arte actual de la ingeniería estructural y de viento.

- **Objetivo general:**

Estudiar la forma en que diferentes reglamentos internacionales y autores consideran la combinación de las cargas transversales y de torsión en conjunto con la carga longitudinal inducidas por el viento en edificios, con el fin de establecer una propuesta normativa para México a nivel de estados límites de resistencia y servicio.

- **Objetivos específicos:**

- i) Detallar las propuestas de los códigos internacionales ASCE 7 (Estados Unidos), EN 1991-1-4 (Europa), AIJ (Japón), NBCC (Canadá) y AS/NZS 1170.2 (Nueva Zelanda) para tomar en consideración la combinación de la carga longitudinal, transversal y torsión inducidas por el viento en edificios, así como las propuestas de Tamura et. al (2013) y la propuesta del instituto de ingeniería de la UNAM, con base en los resultados experimentales de Guzmán Solís et. al (2020).
- ii) Evaluar en 3 modelos analíticos utilizando el programa ETABS las distintas propuestas estudiadas para combinar las acciones del viento en edificios.
- iii) Comparar las distintas metodologías estudiadas para combinar las acciones del viento en edificios, a nivel de elementos mecánicos en las columnas de los modelos analíticos planteados.
- iv) Identificar combinaciones de carga que permitan evaluar los estados límites de resistencia y servicio de forma satisfactoria.

JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

Disponer de una metodología que permita combinar los momentos de torsión, cargas transversales y fuerzas longitudinales inducidas por el viento en edificios es de gran importancia sobre todo para la seguridad estructural que toda edificación debe tener, ya que es quizá el aspecto más importante del que se ocupa la Ingeniería Estructural, por lo que sería adecuado que todas las construcciones consideren con aproximación los efectos de todos los tipos de solicitaciones a los que estará sujeta a estructura a lo largo de su vida útil. Así mismo, la evaluación de estados límites de servicio es de suma importancia para la habitabilidad de las estructuras, ya que de no tener en consideración este aspecto, las edificaciones no cumplirían la función para la cual fueron pensadas.

También, conforme tecnológicamente las sociedades se van desarrollando, es de interés ir planteando con mayor detalle la forma en que distintos fenómenos naturales tales como el viento afectan a las construcciones, con el objetivo en común que sean estructuras que se comporten adecuadamente.

Como trabajos futuros, los resultados de la presente investigación podrían ser utilizados para estudiar la combinación de las acciones del viento en estructuras con diferentes configuraciones geométricas, por ejemplo, circular, o torres de celosía.

CAPÍTULO I: CARGAS LONGITUDINALES, TRANSVERSALES Y TORSIÓN INDUCIDAS POR EL VIENTO EN EDIFICIOS

Los siguientes factores hacen que la determinación, en general, de las cargas inducidas por el viento en estructuras, sea una tarea compleja:

- Las estructuras están usualmente inmersas en la capa límite atmosférica de la superficie terrestre, donde las intensidades de turbulencia son altas, y los efectos de interferencia son importantes, y difíciles de caracterizar.
- La caracterización de los efectos dinámicos resonantes requiere un procedimiento matemático complejo (aunque para edificios bajos estos efectos pueden ser despreciables).
- Las presiones internas pueden ser muy significativas y difíciles de cuantificar, especialmente cuando una abertura dominante se presenta en la cara de barlovento. La magnitud de las presiones internas, y su correlación con las presiones externas debe ser considerada.

1.1 CARGAS LONGITUDINALES

Las cargas longitudinales debidas al viento en edificios provienen de las fluctuaciones de la presión de viento y se consideran directamente relacionadas con la turbulencia atmosférica y la energía de las ráfagas del viento. Se definen como la suma de las presiones en la cara de barlovento y la cara de sotavento, y son las cargas que más comúnmente se consideran en el diseño por viento de edificios.

Debido al uso de la presión ambiental como presión de referencia en ingeniería de viento, la presión en una superficie puede ser ya sea positiva (por encima de la presión ambiental) o negativa (por debajo de la presión ambiental), la cual se denomina como *succión*.

Para estructuras huecas como ciertos edificios o chimeneas expuestas al viento, no solamente actúa la presión externa, sino también una presión interna existe en la superficie interior de la estructura. Ambas presiones pueden actuar ya sea en la misma dirección o en direcciones opuestas, dependiendo de su ubicación en la estructura o en la dirección del viento. Es la suma vectorial (diferencia algebraica) de ambas lo que determina la magnitud y dirección de la fuerza del viento por unidad de área en un punto dado de la estructura.

1.1.1 Presión ambiental

El valor de la presión inducida por el viento depende de la presión de referencia usada. En mecánica de fluidos, la presión de referencia es ya sea la presión atmosférica o el vacío. Sin embargo, cuando se estudian las fuerzas del viento en estructuras, la presión de referencia es la presión ambiental, definida como la presión del aire en un punto de la estructura si la estructura no existiera para bloquear el viento. La presión ambiental de un edificio prototipo es la presión atmosférica. En el caso de un modelo estructural probado en un túnel de viento, la presión ambiental es la presión ejercida por el aire en la sección de prueba, la cual a menudo es muy diferente de la presión atmosférica.

Para determinar la presión ambiental en una estructura adecuadamente, la presión debe ser medida a una debida distancia lateral o vertical de la estructura y desde estructuras circundantes, para que así la presión ambiental no sea afectada por la separación del flujo y vórtices generados por la estructura,

por lo que la correcta determinación de la presión ambiental ha sido y continúa siendo uno de los mayores problemas en el trabajo con prototipos.

1.1.2 Presión de estancamiento

El único lugar donde la presión externa en una estructura puede ser predicha adecuadamente desde la teoría es el punto de estancamiento, ubicado ligeramente encima del centro de la superficie de barlovento. Asumiendo un viento estacionario de velocidad uniforme “viento arriba”, la aplicación de la ecuación de Bernoulli en mecánica de fluidos entre un punto “viento arriba” y el punto de estancamiento da como resultado:

$$p_s - p_a = \frac{1}{2} \rho V^2 \quad (1.1)$$

En donde p_s es la presión de estancamiento, p_a es la presión ambiental, ρ es la densidad del aire y V es la velocidad del viento libre.

Cuando la presión ambiental es atmosférica, $p_a = 0$, y

$$p_s = \frac{1}{2} \rho V^2 \quad (1.2)$$

Las ecuaciones anteriores indican que el aumento de presión de la presión ambiental al punto de estancamiento es exactamente $\frac{1}{2} \rho V^2$. Esto significa que deberíamos esperar que la presión longitudinal cerca del centro de la superficie de barlovento en una estructura sea $\frac{1}{2} \rho V^2$ (por encima de la presión ambiental). La presión de estancamiento, incidentalmente, es la más alta presión en *estado estable* que puede ser producida por el viento en una estructura. En el caso de edificios altos expuestos a diferentes velocidades del viento a diferentes alturas, la velocidad V para calcular la presión de estancamiento es aquella a la altura del punto de estancamiento. En la literatura, la cantidad $\frac{1}{2} \rho V^2$ no es llamada solamente *presión de estancamiento* sino también bajo otros nombres como *presión dinámica de base*.

1.1.3 Coeficientes de presión

La presión p en un punto arbitrario de una estructura (ya sea externo o interno) puede ser expresado de forma adimensional como:

$$C_p = \frac{p}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad (1.3)$$

C_p es la presión adimensional llamada *coeficiente de presión*, medida por encima de la presión ambiental. En el estudio de las cargas de viento en estructuras, la distribución de presiones en la estructura usualmente se presenta adimensional, de esta forma. Esto tiene una ventaja sobre utilizar la presión directamente, debido a que resultados adimensionales son más generales por naturaleza. Los gráficos de presiones adimensionales son válidos para casi cualquier velocidad del viento y densidad del aire, siempre que la forma del edificio y la orientación del viento sean fijadas. De lo anterior y lo discutido en la **sección 1.1.2**, se deduce que el coeficiente de presión en el punto de estancamiento es igual a 1. Puede ser menor que 1 si se usa una velocidad de referencia mayor que la

velocidad de flujo libre correspondiente a la altura del punto de estancamiento, como la velocidad de flujo libre a la altura del techo en un edificio.

Las **figuras 1.1 a 1.3** muestran los conceptos antes mencionados con relación al punto de estancamiento y los coeficientes de presión.

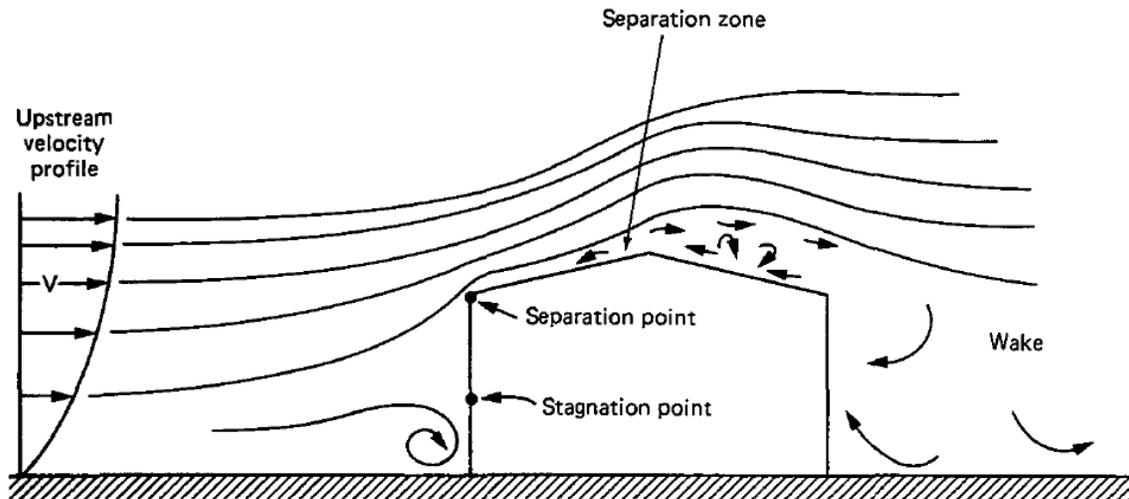


Figura 1.1 Punto de estancamiento “stagnation point” y patrón de flujo de las cargas longitudinales (Liu 1991)

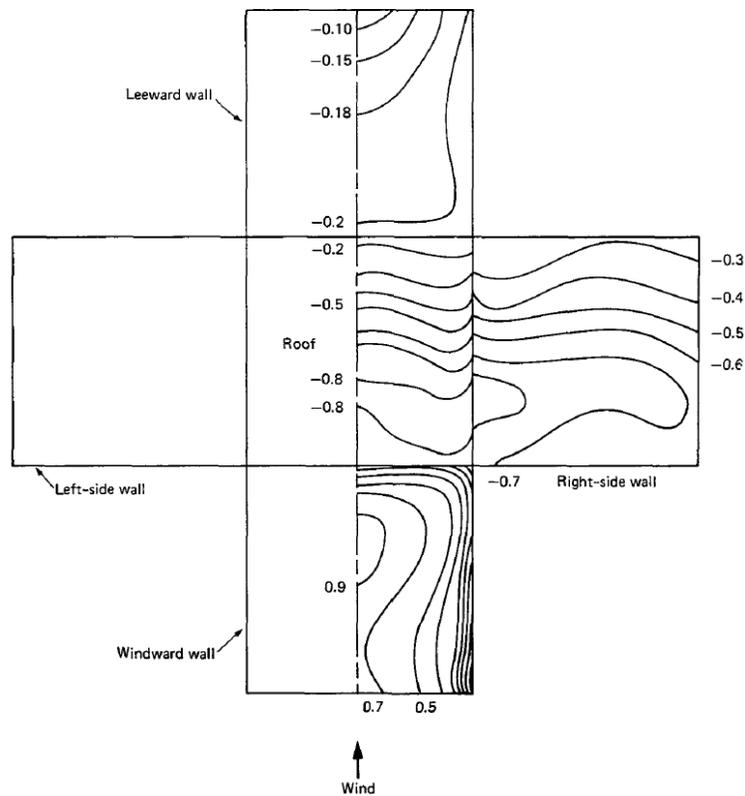


Figura 1.2 Distribución típica de coeficientes de presión en una construcción de baja altura y techo plano, para una prueba en túnel de viento (Liu 1991)

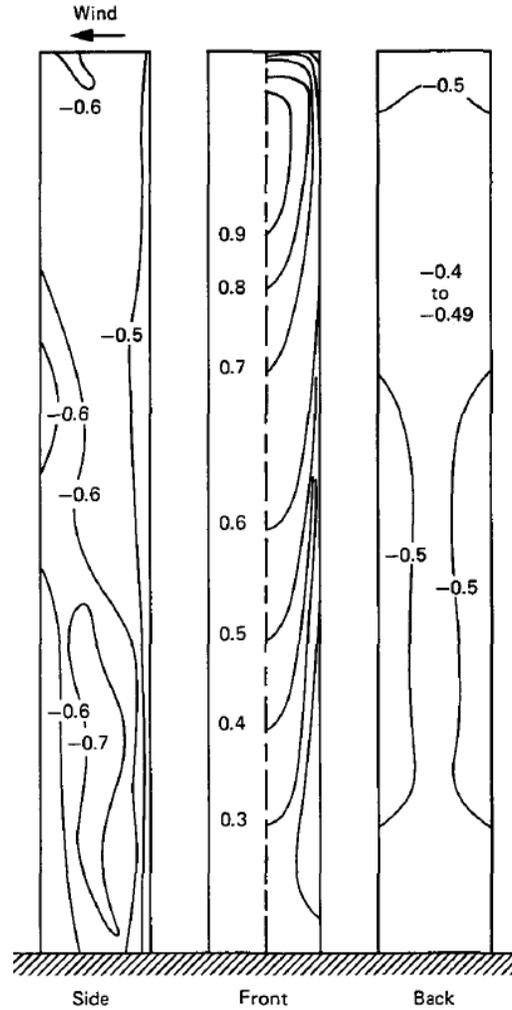


Figura 1.3. Distribución típica de coeficientes de presión para un edificio alto probado en túnel de viento (Liu 1991)

1.1.4 Factor dinámico o de ráfaga

Cuando las estructuras son especialmente sensibles a los efectos dinámicos del viento, lo cual normalmente se considera cuando el período natural de vibración es mayor o igual que 1s, es necesario tomar en consideración los efectos dinámicos producto del viento.

Para ello, el siguiente concepto de *factor de respuesta de ráfaga*, desarrollado por Davenport en 1967, es descrito como un producto de la fuerza media del viento y un apropiado factor de amplificación G :

$$\hat{P}^T(z) = G^r \cdot \bar{P}^r(z) \quad (1.4)$$

Donde $\hat{P}(z)$ es la carga estática equivalente pico debida al viento a la altura z durante el tiempo de observación T , usualmente de 1 hora o 10 minutos; τ es el tiempo de promediado usado para evaluar la velocidad media del viento; y \bar{P} es la fuerza media del viento a un tiempo de promediado τ .

Según distintos códigos e investigaciones, el factor de ráfaga o factor dinámico para la fuerza longitudinal está en función de distintos parámetros dinámicos, entre los cuales se encuentran:

- Factor pico.
- Factor de respuesta de fondo.
- Factor de respuesta resonante.
- Intensidad de turbulencia.

Estos factores están asociados a los siguientes parámetros:

- La configuración estructural (que afecte su densidad, parámetros dinámicos y distribución de la rigidez y la masa).
- La rugosidad del terreno.
- La topografía del terreno.
- La configuración geométrica de la estructura.
- La velocidad regional o básica del viento.

El estudio de estos parámetros se detallará **capítulo 2** de la presente investigación, según cada normativa internacional.

1.2 TORSIÓN

La importancia de la componente torsional en la respuesta de edificios fue remarcada por el tribunal de comercio en los años 70s, cuando un edificio de sección rectangular uniforme experimentó significativa torsión debido a una excentricidad entre el centro de masa y de rigidez.

Existen 2 mecanismos que producen torsión en edificios:

- Torsión debido a una distribución asimétrica de presiones o por geometrías asimétricas.
- Respuesta torsional debido a movimientos vibratorios de modos acoplados y/o excentricidades entre centros de corte y centros geométricos.

El primer aspecto fue estudiado por Isyumov y Poole (1983), Lythe y Surry (1990) y Cheung y Melbourne (1992). La respuesta torsional ha sido investigada tanto de forma computacional (; Tallin y Ellingwood, 1985; Kareem, 1985) como experimental en modelos aeroelásticos con grados de libertad torsionales (Xu et al., 1992; Beneke y Kwok, 1993; Zhang et al., 1993; Guzmán Solís et al., 2020).

Dado que el viento no ejerce una distribución de presiones uniforme sobre la superficie de las edificaciones, se producen momentos de torsión, aún en edificios con geometría simétrica y regular, tal y como se muestra en la **figura 1.1**.

Por otra parte, la **figura 1.2** muestra una representación esquemática de la distribución de presiones externas en un edificio en un cierto instante de tiempo. La fuerza instantánea del viento en cada infinitesimal de área en las direcciones principales X e Y , están dadas por:

$$f_{i,t} = (p_{i,t} \times A_i) \quad (1.5)$$

$$f_{j,t} = (p_{j,t} \times A_j) \quad (1.6)$$

Así mismo, el momento de torsión total inducido por el viento, M_T , se define como:

$$M_T = \sum_{i=1}^N f_{i,t} \cdot r_i + \sum_{j=1}^N f_{j,t} \cdot r_j \quad (1.7)$$

donde r_i y r_j son las distancias entre cada resultante de fuerzas y el centro geométrico del edificio en X e Y , respectivamente.

Finalmente, si normalizamos el momento de torsión en la base M_T con respecto a la presión dinámica del viento al nivel del techo, se calcula el llamado coeficiente de torsión, C_T , dado por:

$$C_T = \frac{M_T}{q_H B h L} \quad (1.8)$$

donde H es la altura del edificio, y B y L son las dimensiones en planta.

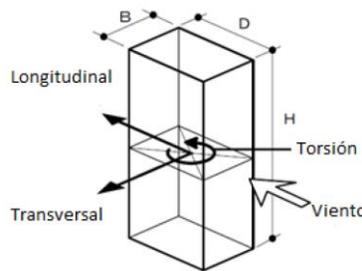


Figura 1.1 Velocidad actuante y efectos resultantes inducidos por el viento sobre un edificio (Litvinovich, 2018)

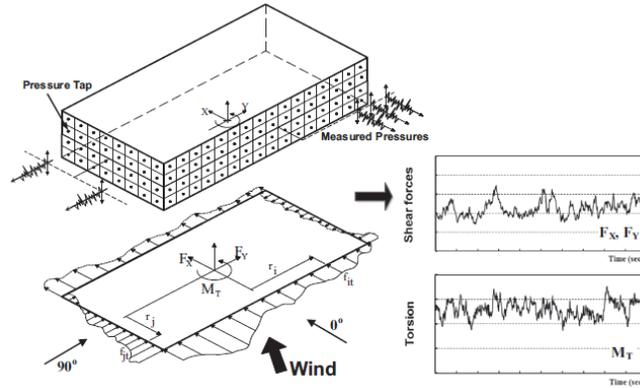


Figura 1.2 Fuerzas horizontales y torsión medidas a partir de pruebas experimentales (Elsharawy, 2015)

1.3 CARGAS TRANSVERSALES

La respuesta de un edificio debido a cargas longitudinales puede ser predicha razonablemente bien a partir de las propiedades de turbulencia del viento, aplicando métodos de teoría de vibración aleatoria. Sin embargo, la respuesta transversal es más difícil de predecir, debido a que está asociada al fenómeno de desprendimiento de vórtices. Sin embargo, un enfoque que ha sido utilizado con bastante éxito es el uso de la técnica *high frequency base balance* para medir la densidad espectral de la fuerza generalizada en túnel de viento. Luego, multiplicando por la admitancia mecánica e integrando con respecto a la frecuencia, se puede predecir la respuesta del edificio en términos del valor cuadrático medio. Ejemplos del espectro de fuerza generalizado para edificios de planta cuadrada se muestran en la **figura 1.5** (Holmes, 2015).

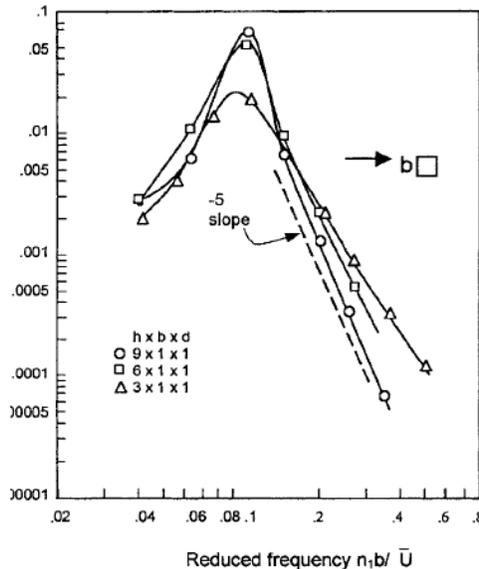


Figura 1.3 Espectro de fuerza generalizado en dirección transversal para edificios de planta cuadrada (Saunders, 1974)

El espectro adimensional para 3 relaciones de esbeltez se muestra para flujo en terreno sub urbano. Se asumió que las formas modales son lineales en la altura. La abscisa en la gráfica es la frecuencia reducida, i.e. el recíproco de la velocidad reducida.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA

Aunque los códigos y reglamentos internacionales son un concepto relativamente reciente (casi todos desarrollados a partir de la segunda guerra mundial), han recibido una amplia aceptación, y son a menudo el único contacto de información para ingenieros estructurales de la práctica a los efectos de calcular las fuerzas debido al viento. A pesar de que mayormente se basan en extensivas investigaciones, son, por necesidad, modelos simplificados. Así, se intenta ser lo más preciso posible con modelos sencillos.

Debido al proceso de globalización que actualmente experimenta el mundo, se espera una reducción del número de reglamentos en uso, y gradualmente una mayor consistencia en la metodología con que se calculan las fuerzas del viento.

Los códigos para calcular las fuerzas del viento invariablemente contienen lo siguiente:

- Una especificación de una velocidad básica o de referencia del viento para varias localidades, o zonas. Casi siempre una altura de referencia de 10 m en terreno abierto es utilizada.
- Factores de modificación para considerar la altura y el tipo de terreno, y algunas veces para: cambio en el tipo de terreno, dirección del viento, topografía y el “efecto de escudo” debido a estructuras circundantes.
- Factores de forma (coeficientes de presión y fuerzas) para estructuras con distintas geometrías.
- Alguna metodología para caracterizar los posibles efectos dinámicos resonantes del viento en estructuras flexibles.

En el presente capítulo se revisan las provisiones para calcular las cargas debidas al viento en edificios de destacados reglamentos nacionales, multinacionales e internacionales. Debido a que los códigos y estándares están en continua revisión y actualización, esta revisión es, por necesidad, dependiente del tiempo.

Otras comparaciones de los principales códigos para determinar las cargas por viento han sido llevadas a cabo por: Cook (1990), Mehta (1998), Kijewski and Kareem (1998) para efectos dinámicos y Zhou (2002).

Así mismo, en este capítulo se aborda la metodología utilizada en la investigación llevada a cabo por Tamura et al. (2013) y por Guzmán Solís et al. (2020).

Finalmente, se explican las metodologías de comparación que se utilizaron entre las diferentes propuestas antes mencionadas (reglamentos e investigaciones recientes), a los efectos de obtener una propuesta de combinación de las acciones del viento en edificios para la normativa mexicana.

2.1 NORMATIVA DE ESTADOS UNIDOS: ASCE 7 – 16

La normativa estadounidense considera el método direccional (capítulo 27 del reglamento) para calcular las fuerzas inducidas por el viento para el sistema principal resistente a viento de una edificación de cualquier altura, ya sea rígida o flexible (considera estructura rígida aquella con período natural vibración menor que 1s, y flexible aquella con período natural de vibración mayor que 1s). Dentro de este procedimiento, se establece como pasos previos calcular los requisitos generales para el cálculo de las fuerzas inducidas por el viento (capítulo 26 del reglamento), así como también se muestran las formas en que estas fuerzas deben ser combinadas, dadas en la figura 27.3-8 del reglamento a través de cuatro casos de carga. Únicamente el caso 4 considera la acción combinada de las 3 direcciones del viento (longitudinal, transversal y torsión).

La **tabla 2.1** muestra los pasos para determinar las cargas de viento en el sistema principal resistente a viento dado por esta normativa. La presión correspondiente a la velocidad pico (i.e. paso 5 de la tabla) se calcula para cada altura z en la cara de barlovento, y a la altura h (i.e. la elevación media del techo del edificio) en barlovento, muros laterales y techo.

Tabla 2.1. Determinación de las cargas por viento en el sistema principal resistente a viento para edificios, de acuerdo a la normativa de Estados Unidos ASCE 7-16

Paso 1:	Determinar la categoría de riesgo (tabla 1.5-1 del reglamento)
Paso 2:	Determinar la velocidad básica del viento, V (figuras 26.5-1 & 26.5-2 del reglamento). Esta velocidad es de ráfaga, promediada a $3s$, a $10m$ de altura en campo abierto (superficie de rugosidad tipo C), con período de retorno según la categoría de riesgo.
Paso 3:	Determinar los parámetros de las cargas del viento: <ul style="list-style-type: none"> • Factor de direccionalidad, K_d, tabla 26.6-1 del reglamento. • Factor topográfico, K_{zt}, tabla de figura 26.8-1 del reglamento. • Factor de elevación, K_e, sección 26.9 del reglamento. • Factor de ráfaga, G o G_f (subíndice “f” para estructuras flexibles, i.e. con período natural de vibración mayor que 1s), sección 26.11 del reglamento. Para estructuras rígidas, se puede tomar como 0.85, y para estructuras flexibles se calcula se la siguiente manera:

$$G_f = 0.925 \left(\frac{1 + 1.7I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7g_v I_z} \right) \quad (2.1)$$

donde:

- g_Q y g_v se toman como 3.4.

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3,600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3,600n_1)}} \quad (2.2)$$

En que n_1 es la frecuencia natural de vibración en la dirección longitudinal.

-
- R es el factor de respuesta resonante, calculado como:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (2.3)$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{5/3}} \quad (2.4)$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{\bar{V}_z} \quad (2.5)$$

$$R_\ell = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \leftarrow \eta > 0 \quad (2.6)$$

$$R_\ell = 1 \leftarrow \eta = 0 \quad (2.7)$$

Donde el subíndice ℓ deberá ser tomado como h, B y L (altura, ancho y profundidad del edificio), según se indica a continuación:

$$R_\ell = R_h \leftarrow \eta = \frac{4.6 n_1 h}{\bar{V}_z} \quad (2.8)$$

$$R_\ell = R_B \leftarrow \eta = \frac{4.6 n_1 B}{\bar{V}_z} \quad (2.9)$$

$$R_\ell = R_L \leftarrow \eta = \frac{15.4 n_1 L}{\bar{V}_z} \quad (2.10)$$

- β es el porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura.

- \bar{Z} es la altura equivalente del edificio, calculada como:

$$\bar{Z} = 0.6h \quad (2.11)$$

- I_z es la intensidad de turbulencia a la altura equivalente, calculada como:

$$I_z = c \left(\frac{33}{\bar{Z}} \right)^{1/6} \quad (2.12)$$

- L_z es la longitud integral de la escala de turbulencia, calculada como:

$$L_z = \ell \left(\frac{\bar{Z}}{33} \right)^\varepsilon \quad (2.13)$$

-
- \bar{V}_z es la velocidad media a la altura equivalente, promediada a una hora, calculada como:

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{\bar{z}}{33} \right)^{\bar{a}} \left(\frac{88}{60} \right) V \quad (2.14)$$

Nota: Las ecuaciones aquí descritas se encuentran dadas para unidades del sistema inglés. Las constantes \bar{b} , \bar{a} , \bar{c} , $\bar{\ell}$, $\bar{\epsilon}$ y \bar{c} están dadas en la tabla 26.11-1 del reglamento, en función de la categoría de exposición en que se encuentra desplantada la estructura.

- Clasificar la estructura de acuerdo a su nivel de cerramiento, sección 26.12 del reglamento.
- Coeficiente de presión interna (GC_{pi}), sección 26.13 y tabla 26.13-1 del reglamento.

Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición de la presión correspondiente a la velocidad pico, K_z o K_h , tabla 26.10-1 de reglamento

Paso 5: Determinar la presión correspondiente a la velocidad pico, q_z o q_h

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d K_e V^2 \left[\frac{N}{m^2} \right]; V \text{ en m/s} \quad (2.15)$$

Paso 6: Determinar el coeficiente de presión externo, C_p o C_N , según la geometría y zona de la estructura. Figuras 27.3-1 a 27.3-7 del reglamento.

Paso 7: Calcular la presión del viento, p , en cada superficie del edificio:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad (2.16)$$

Así mismo, la **figura 2.1** muestra los casos de carga que la normativa orienta deben ser considerados para tener en cuenta los efectos de torsión en el diseño de toda edificación por cargas debidas al viento. En ellas:

- B_x, B_y : Dimensión perpendicular del edificio a la dirección del viento en consideración.
- P_{WX}, P_{WY} : Presiones calculadas en barlovento.
- P_{LX}, P_{LY} : Presiones calculadas en sotavento.

- e (e_x , e_y): Excentricidades en los ejes principales de la estructura, como un porcentaje del ancho del edificio, perpendicular a la dirección del viento.
- M_T : Momento torsional por unidad de altura, actuando alrededor del eje vertical del edificio.

Es importante mencionar que las excentricidades e (e_x , e_y) indicadas por el reglamento ASCE 7 en la **figura 2.1** están dadas para estructuras rígidas (i.e. con frecuencia natural mayor o igual que $1H_z$, sin embargo, para estructuras flexibles, estas excentricidades se calculan como:

$$e = \frac{e_Q + 1.7I_z \sqrt{(g_Q Q e_Q)^2 + (g_R R e_R)^2}}{1 + 1.7I_z \sqrt{(g_Q Q)^2 + (g_R R)^2}} \quad (2.17)$$

donde:

- e_Q es la excentricidad dada para estructuras rígidas.
- e_R es la distancia entre el centro de cortante elástico y el centro de masa en cada nivel.
- I_z , g_Q , Q , g_R y R se definieron previamente para calcular el factor de ráfaga G en el paso 3 de la **tabla 2.1**.

Sin embargo, es importante recalcar que, para edificios simétricos, es decir, donde el centro de cortante elástico y el centro de masa coinciden ($e_R=0$), las excentricidades calculadas para edificios flexibles son generalmente un poco menores que las excentricidades para edificios rígidos. Para edificios asimétricos, las excentricidades calculadas con esta ecuación generalmente arrojan resultados en torno a 15 – 20% del ancho del edificio, perpendicular a la dirección del viento. Por lo tanto, de forma conservadora, se podría asumir directamente una excentricidad promedio de diseño de 18% para fines prácticos de diseño en edificios flexibles.

Los casos mostrados en la **figura 2.1** corresponden a lo siguiente:

- 100% de la carga longitudinal evaluada en ambos ejes principales de forma separada.
- 75% de la carga longitudinal en un eje principal, y momento de torsión proporcional a la carga longitudinal, con base en una excentricidad del 15% de la carga. Se debe evaluar en ambos ejes principales, i.e., x e y .
- 75% de la carga longitudinal actuando simultáneamente en ambos ejes principales.
- 75% del 75% (i.e. 56.3%) de la carga total del viento actuando de forma simultánea en ambos ejes principales, en conjunto con un momento de torsión, evaluado considerando una excentricidad de la carga de 15%.

Vemos por lo tanto que el reglamento realiza una simplificación del fenómeno calculando cargas en dirección longitudinal, y a partir de ellas se calculan cargas transversales y momentos de torsión, sin considerar el fenómeno de desprendimiento de vórtices.

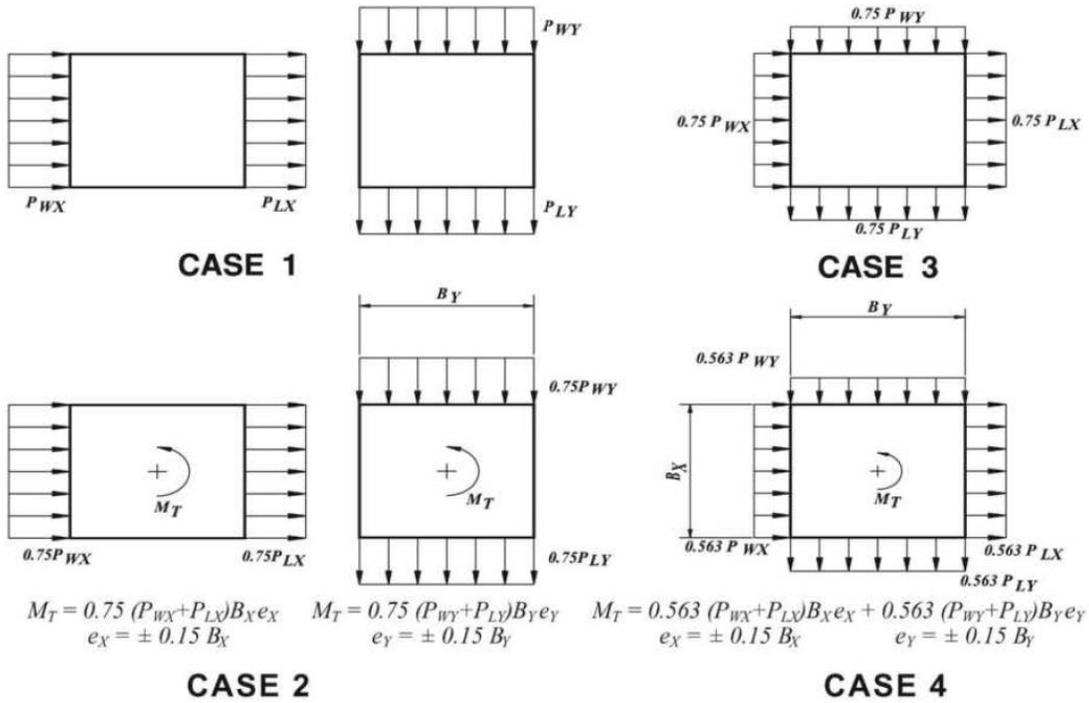


Figura 2.1 Casos de carga debidos a las presiones inducidas por el viento en edificios (ASCE 7, 2016)

2.2 NORMATIVA DE EUROPA: EC 1 EN 1991-1-4:2005

La normativa EC 1 EN 1991-1-4 (Euro código) muestra un procedimiento similar a la normativa ASCE 7-16 para el cálculo de las presiones del viento en edificios en la dirección longitudinal, sin embargo, no toma en consideración cargas transversales a la dirección del viento, y la forma en que considera la torsión es distinta a la normativa ASCE 7-16. Es importante mencionar al respecto que Reino Unido establece una variante distinta para considerar la torsión con respecto al reglamento base del Euro código. Ambos enfoques se mencionarán en esta sección.

La **tabla 2.2** muestra los pasos a seguir para calcular las cargas de viento en edificios según el Euro Código. Así mismo, **la figura 2.2** muestra la forma en que esta normativa considera la torsión, tanto de forma general, como de forma específica para Reino Unido. Vemos que Reino Unido amplifica un 30% las presiones tanto en barlovento como en sotavento, así como propone una distribución triangular de presiones en ambas superficies, en tanto que el Euro código estándar no amplifica las presiones, y mantiene una distribución de presiones uniforme en sotavento.

Este enfoque para considerar la torsión equivale a lo siguiente:

- Para el Euro código estándar: La torsión equivale a aplicar el 50% de la carga longitudinal en barlovento, a una excentricidad de 17% (i.e., no toma en consideración el fenómeno de desprendimiento de vórtices).
- Para el Euro código de Reino Unido: La torsión equivalen a aplicar el 65% de la carga longitudinal total, a una excentricidad de 17% (i.e., no toma en consideración el fenómeno de desprendimiento de vórtices).

El hecho que este reglamento no considere combinaciones de carga que tomen en cuenta cargas transversales, independientemente de la altura del edificio, es llamativo.

Tabla 2.2. Determinación de las cargas por viento en el sistema principal resistente a viento para edificios, de acuerdo a la normativa europea EC1 EN 1991-1-4:2005

Paso 1:	Determinar la velocidad básica del viento, v_b , según el mapa de isotacas de cada país, dada para una probabilidad de excedencia de 50 años, medida a 10m de altura, en campo abierto (categoría de terreno II según el reglamento), promediada a 10 min.
Paso 2:	Determinar el factor de rugosidad del terreno $c_r(z)$ y el factor de topografía del terreno $c_o(z)$, según los incisos 4.3.2 y 4.3.3 del reglamento.
Paso 3:	Determinar la velocidad media del viento a la altura z , según el inciso 4.3.1 del reglamento.
$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.18)$	
Paso 4:	Determinar la intensidad de turbulencia $I_v(z)$, según el inciso 4.4 del reglamento.
Paso 5:	Determinar la presión correspondiente a la velocidad pico, según el inciso 4.5 del reglamento.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.19)$$

donde ρ es la densidad del aire, equivalente a 1.25 kg/m^3 según el reglamento.

Paso 6: Determinar los coeficientes de presión externos, C_{pe} , basándose en el área cargada (figura 7.2 del reglamento), según las indicaciones de la sección 7.2.1 a 7.2.8 sen función de la geometría del edificio.

Paso 7: Determinar los coeficientes de presión internos, C_{pi} , de acuerdo a lo indicado en el inciso 7.2.9 del reglamento, según la distribución de huecos en el exterior del edificio.

Paso 8: Determinar las presiones externas (w_e) e internas (w_i) sobre el edificio:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (2.20)$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi} \quad (2.21)$$

Donde z_e es la altura de referencia para la velocidad pico para la presión externa, definida en el inciso 7.2.2 del reglamento, y z_i la altura referencia para la presión interna, definida en 7.2.9.

Paso 9: Determinar el coeficiente de fricción, f_{fr} con base en el apartado 7.5 del reglamento. La fuerza de fricción generada por dicho coeficiente, F_{fr} , actúa a una altura de referencia z_e igual a la altura del edificio. Esta fuerza se aplica únicamente a superficies paralelas a la dirección del viento.

Paso 10: Determinar el factor estructural, $c_s c_d$, definido en el capítulo 6 del reglamento, de la siguiente manera:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \quad (2.22)$$

Donde:

- Z_s es la altura de referencia para el cálculo del factor estructural, igual a 0.6h para estructuras con geometría rectangular.
- $L(z_s)$ es la escala integral de la longitud de turbulencia, dada por:

$$L(z_s) = L_t \left(\frac{z_s}{z_t} \right)^\alpha \quad (2.23)$$

De donde L_t es la longitud de referencia, equivalente a 300m, z_t es la altura de referencia equivalente a 200m, $\alpha = 0.67 + 0.05 \ln(z_0)$ donde z_0 es la rugosidad en metros, dada en la tabla 4.1 del reglamento, según el tipo de terreno en que está desplantada la estructura.

-
- Es el factor del terreno, dado por:

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{0.05} \right)^{0.07} \quad (2.24)$$

- $c_r(z_s)$ es el factor de rugosidad del terreno a la altura de referencia, calculado como:

$$c_r(z_s) = k_r \ln \left(\frac{z_s}{z_0} \right) \quad (2.25)$$

- $V_m(z_s)$ es la velocidad media del viento a la altura de referencia, calculada como:

$$V_m(z_s) = c_r(z_s) \cdot c_0(z_s) \cdot v_b \quad (2.26)$$

- $f_L(z_s, n_{1,x})$ es la frecuencia adimensional, dada como:

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} L(z_s)}{v_m(z_s)} \quad (2.27)$$

- $S_L(z_s, n_{1,x})$ es la función de densidad espectral de potencia, dada por:

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6.8 f_L(z_s, n_{1,x})}{\left[1 + 10.2 f_L(z_s, n_{1,x}) \right]^{5/3}} \quad (2.28)$$

- R_h y R_b son las funciones de admitancia estructural para la forma modal fundamental, calculadas como:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad (2.29)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (2.30)$$

En que:

$$\eta_h = \frac{4.6h}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.31)$$

$$\eta_b = \frac{4.6b}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (2.32)$$

- $I_v(z_s)$ es la intensidad de turbulencia a la altura de referencia, dada por:

$$I_v(z_s) = \frac{1}{c_0(z_s) \ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right)} \quad (2.33)$$

- B^2 es el factor de respuesta de fondo, dado por:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left[\frac{b+h}{L(z_s)} \right]^{0.63}} \quad (2.34)$$

- R^2 es el factor de respuesta de resonancia, dado por:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (2.35)$$

En que δ es el decremento logarítmico total del amortiguamiento, dado en el apéndice F del reglamento.

- v es la frecuencia media de oscilación, dada por:

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; v \geq 0.08Hz \quad (2.36)$$

- k_p es el factor de pico, dado por:

$$k_p = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(vT)}}; k_p \geq 3 \quad (2.37)$$

En que T es igual a 600s, correspondiente al tiempo de promediado de la velocidad media del viento.

Paso 11: Determinar las fuerzas ejercidas por el viento F_w , sobre la estructura o un elemento estructural:

$$F_w = F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr} \quad (2.38)$$

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superficies}} w_e \cdot A_{ref} \quad (2.39)$$

$$F_{w,i} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superficies}} w_i \cdot A_{ref} \quad (2.40)$$

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr} \quad (2.41)$$

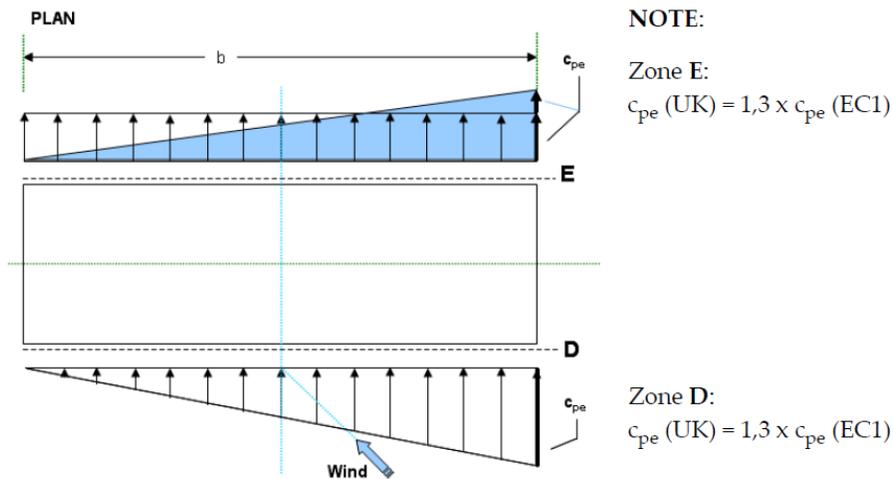


Figura 2.2 Distribución de presiones para considerar la torsión en edificios según el euro código estándar (EC1) y variante según Reino Unido (UK) (Sigmund, 2014)

2.3 NORMATIVA DE JAPÓN: AIJ 2005

El procedimiento para calcular los efectos del viento en estructuras, de acuerdo al reglamento Japonés, se presenta en el capítulo 6 del mismo. En este capítulo se indican también qué tipo de estructuras deben tomar en cuenta los efectos de torsión y cargas transversales debidas al viento. La **tabla 2.3** muestra el procedimiento que esta norma prescribe para calcular las cargas de viento en la estructura principal en dirección longitudinal, transversal y torsional, en tanto que las **tabla 2.4 y 2.5** muestran el procedimiento para combinar las acciones del viento en edificios sensibles a los efectos de torsión y vibraciones transversales.

Tabla 2.3 Determinación de las cargas por viento en dirección longitudinal para el sistema principal resistente a viento para edificios, de acuerdo a la normativa japonesa AIJ 2005

Paso 1:	Determinar los factores que afectan a la velocidad de diseño: <ul style="list-style-type: none"> • Factor de direccionalidad, K_D, sección A6.1.4 del reglamento. • Factor del perfil de velocidad del viento, E_H, sección A6.1.5 del reglamento. • Factor de conversión del período de retorno, K_{rw}, sección A6.1.7 del reglamento.
Paso 2:	Determinar la velocidad básica del viento, U_o , según la sección A6.1.3 del reglamento, según la ubicación de la construcción, dada para una probabilidad de excedencia de 100 años, promediada a 10 minutos, en un terreno plano y abierto a una elevación de 10 m, según la figura A6.1 para varias localidades en Japón.
Paso 3:	Determinar la intensidad y escala de turbulencia (I_z & L_z , respectivamente), según la sección A6.1.6 del reglamento.
Paso 4:	Determinar la velocidad de diseño (U_H) y la presión correspondiente a la velocidad pico (q_H) a la altura media del techo del edificio (altura de referencia):
	$U_H = U_o \cdot K_D \cdot E_H \cdot k_{rw} \quad (2.42)$
	$q_H \left[\frac{N}{m^2} \right] = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U_H^2 \quad (2.43)$
Paso 5:	Determinar los factores de ráfaga, tanto para marcos estructurales (G_D) como para el techo (G_R), según la sección A6.3.1 y A6.3.2 del reglamento, de la siguiente manera:

- El factor de ráfaga para marcos estructurales se calcula como:

$$G_D = 1 + g_D \frac{C'_g}{C_g} \sqrt{1 + \phi_D^2 R_D} \quad (2.44)$$

donde:

$$g_D = \sqrt{2 \ln(600v_D)} + 1.2 \quad (2.45)$$

$$C_g = \frac{1}{1+3\alpha} + \frac{1}{6} \quad (2.46)$$

$$C'_g = 2I_H \left[\frac{0.49 - 0.14\alpha}{1 + \frac{0.63 \left(\frac{\sqrt{BH}}{L_H} \right)^{0.56}}{\left(\frac{H}{B} \right)^k}} \right]; \quad \begin{cases} k = 0.07 \leftarrow (H/B \geq 1) \\ k = 0.15 \leftarrow (H/B < 1) \end{cases} \quad (2.47)$$

$$R_D = \frac{\pi F_D}{4\zeta_D} \quad (2.48)$$

$$v_D = f_D \sqrt{\frac{R_D}{1+R_D}} \quad (2.49)$$

$$F_D = \frac{I_H^2 F S_D (0.57 - 0.35\alpha + 2R\sqrt{0.053 - 0.042\alpha})}{C_g^2} \quad (2.50)$$

$$R = \frac{1}{1 + 20 \frac{f_D B}{U_H}} \quad (2.51)$$

$$F = \frac{4 \frac{f_D B}{U_H}}{\left[1 + 71 \left(\frac{f_D L_H}{U_H} \right)^2 \right]^{\frac{5}{6}}} \quad (2.52)$$

$$S_D = \frac{0.9}{\left[1 + 6 \left(\frac{f_D H}{U_H} \right)^2 \right]^{0.5} \left(1 + 3 \frac{f_D B}{U_H} \right)} \quad (2.53)$$

En donde ϕ_D es el factor de corrección por forma modal, que se calcula como:

$$\phi_D = \frac{1}{2 + \beta} \frac{M}{M_D} \lambda \quad (2.54)$$

$$\lambda = 1 - 0.4 \ln \beta \quad (2.55)$$

En el que

$$\mu = \left(\frac{Z}{H} \right)^\beta \quad (2.56)$$

- es la forma modal en dirección longitudinal ($\beta=1$ si se asume que la forma modal es igual a Z/H , y si se supone que la masa está distribuida de manera uniforme en la altura del edificio).
- M (kg) es la masa total del edificio.
- M_D (kg) es la masa generalizada del edificio en la dirección longitudinal.

Finalmente:

- $f_D [H_z]$ es la frecuencia natural de vibración en dirección longitudinal.
- ζ_D es la relación de amortiguamiento crítico en dirección longitudinal.
- H [m] es la altura del edificio.
- B [m] es el ancho del edificio, perpendicular a la dirección del viento.
- U_H [m/s] es la velocidad de diseño a la altura media del techo del edificio.
- I_H es la intensidad de turbulencia a la altura media del techo del edificio, dada por:

$$I_H = I_{rH} E_{gl} \quad (2.57)$$

$$I_{rH} = \begin{cases} 0.1 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^{-\alpha-0.05} & \leftarrow Z_b < Z \leq Z_G \\ 0.1 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^{-\alpha-0.05} & \leftarrow Z \leq Z_b \end{cases} \quad (2.58)$$

En que Z_G , Z_b y α son parámetros en función de la categoría de exposición del edificio, dados en la tabla A6.3 del reglamento, y E_{gl} es el factor de topografía para el cálculo de la intensidad de turbulencia, según la sección A6.1.6 (igual a 1 para terrenos planos).

- L_H [m] es la escala de turbulencia a la altura media del techo del edificio, dada por:

$$L_H = \begin{cases} 100 \left(\frac{Z}{30} \right)^{0.5} & \leftarrow 30m < Z \leq Z_G \\ 100 & \leftarrow Z \leq 30m \end{cases} \quad (2.59)$$

Paso 6: Determinar los coeficientes de fuerza del viento para los marcos estructurales (C_D) como para el techo (C_R), según la sección A6.2 del reglamento.

$$C_D = C_{pe1} - C_{pe2} \quad (2.60)$$

$$C_R = C_{pe} - C_{pi} \quad (2.61)$$

donde:

- C_{pi} es el coeficiente de presión externo en la cara de barlovento, A6.2.2
- C_{pe2} es el coeficiente de presión externo en la cara de sotavento, A6.2.2
- C_{pe} es el coeficiente de presión externa en el techo, A6.2.2
- C_{pi} el coeficiente de presión interna, A6.2.3

Paso 7: Determinar las cargas horizontales producidas por el viento en los marcos estructurales (W_D) y en el techo (W_R):

$$W_D = q_H C_D G_D A \quad (2.62)$$

$$W_R = q_H C_R G_R A_R \quad (2.63)$$

donde A y A_R son el área proyectada de los marcos estructurales y el área del techo, en m^2 . W_D & W_R están dados en N , dado que q_H está en N/m^2 .

-
- Determinar si es necesario tomar en cuenta las cargas transversales, de acuerdo a las siguientes condiciones:

$$3 \leq \frac{H}{\sqrt{BD}} \leq 6 \quad (2.64)$$

Paso 8,
Cargas
transversales

$$0.2 \leq \frac{D}{B} \leq 5 \quad (2.65)$$

$$\frac{U_H}{f_L \sqrt{BD}} \leq 10 \quad (2.66)$$

donde H [m] es la altura de referencia o altura del edificio, B [m] el ancho proyectado del edificio, D [m] la profundidad del edificio, U_H [m/s] la velocidad del viento de diseño y f_L [Hz] la frecuencia natural de vibración del primer modo en la dirección perpendicular al viento.

- Determinar las cargas transversales inducidas por el viento en el edificio (W_L):

$$W_L = 3q_H C_L' AB \frac{Z}{H} g_L \sqrt{1 + \phi_L^2 R_L} \quad (2.67)$$

donde:

$$C'_L = 0.0082(D/B)^3 - 0.071(D/B)^2 + 0.22(D/B) \quad (2.68)$$

$$g_L = \sqrt{2 \ln(600 f_L)} + 1.2 \quad (2.69)$$

$$\beta_1 = \frac{(D/B)^4 + 2.3(D/B)^2}{\{2.4(D/B)^4 - 9.2(D/B)^3 + 18(D/B)^2 + 9.5(D/B) - 0.15\}} + \frac{0.12}{(D/B)} \quad (2.70)$$

$$\beta_2 = \frac{0.28}{(D/B)^{0.34}} \quad (2.71)$$

$$F_L = \sum_{j=1}^m \frac{4k_j(1+0.6\beta_j)\beta_j}{\pi} \frac{(f_L/f_{sj})^2}{\{1-(f_L/f_{sj})^2\}^2 + 4\beta_j^2(f_L/f_{sj})^2} \quad (2.72)$$

$$k_1 = 0.85$$

$$k_2 = 0.02$$

$$m \begin{cases} 1, D/B < 3 \\ 2, D/B \geq 3 \end{cases} \quad (2.73)$$

$$f_{s1} = \frac{0.12}{\{1+0.38(D/B)^2\}^{0.89}} \frac{U_H}{B} \quad (2.74)$$

$$f_{s2} = \frac{0.56}{(D/B)^{0.85}} \frac{U_H}{B} \quad (2.75)$$

$$R_L = \frac{\pi F_L}{4\zeta_L} \quad (2.76)$$

donde:

- A [m²] es el área proyectada a la altura Z.
- B [m] es el ancho proyectado del edificio.
- D [m] es la profundidad del edificio.
- L [m] es el mayor valor entre B y D.
- Z [m] es la altura.
- H [m] es la altura media del techo.
- f_T [Hz] es la frecuencia natural de vibración para el primer modo transversal.
- ζ_L es el amortiguamiento crítico del modo transversal.
- C'_L es la RMS (root mean square) del coeficiente de momento de volteo.
- g_L es el factor pico para las vibraciones transversales
- β₁ & β₂ son constantes relacionada al ancho de banda del factor del espectro de fuerza del viento para el cálculo de las vibraciones transversales.
- f_{s1} & f_{s2} son frecuencias pico para el cálculo del factor del espectro de fuerza del viento para el cálculo de las vibraciones transversales.
- R_L es el factor de resonancia para la evaluación de vibraciones transversales.

- F_L es el factor del espectro de fuerza del viento para la evaluación de las vibraciones transversales.
- ϕ_L es el coeficiente de corrección por forma modal en dirección transversal, dado por:

$$\phi_L = \frac{M}{3M_L} \left(\frac{Z}{H} \right)^{\beta-1} \lambda \quad (2.77)$$

donde:

- M [kg] es la masa total del edificio.
- M_L [kg] es la masa generalizada de la estructura en dirección transversal.

$$\lambda = 1 - 0.4 \ln \beta \quad (2.78)$$

y,

$$\mu = \left(\frac{z}{H} \right)^\beta \quad (2.79)$$

-
- Paso 9,
Torsión:
- Es la primera forma modal en la dirección transversal.
 - Determinar si es necesario tomar en cuenta las vibraciones torsionales, de acuerdo a las siguientes condiciones:

$$3 \leq \frac{H}{\sqrt{BD}} \leq 6 \quad (2.80)$$

$$0.2 \leq \frac{D}{B} \leq 5 \quad (2.81)$$

$$\frac{U_H}{f_T \sqrt{BD}} \leq 10 \quad (2.82)$$

donde H [m] es la altura de referencia o altura del edificio, B [m] el ancho proyectado del edificio, D [m] la profundidad del edificio, U_H [m/s] la velocidad del viento de diseño y f_T [Hz] la frecuencia natural de vibración del primer modo en la dirección torsional.

- Determinar el momento de torsión inducido por el viento en el edificio (W_T):

$$W_T = 1.8 q_H C_T AB \frac{Z}{H} g_T \sqrt{1 + \phi_T^2 R_T} \quad (2.83)$$

donde:

$$C_T' = \left\{ 0.0066 + 0.015(D/B)^2 \right\}^{0.78} \quad (2.84)$$

$$g_T = \sqrt{2 \ln(600 f_T) + 1.2} \quad (2.85)$$

$$U_T^* = \frac{U_H}{f_T \sqrt{BD}} \quad (2.86)$$

$$K_T = \begin{cases} \frac{-1.1(D/B) + 0.97}{(D/B)^2 + 0.85(D/B) + 3.3} + 0.17 \leftarrow [U_T^* \leq 4.5] \\ \frac{0.077(D/B) - 0.16}{(D/B)^2 - 0.96(D/B) + 0.42} + \frac{0.35}{D/B} + 0.095 \leftarrow [6 \leq U_T^* \leq 10] \end{cases} \quad (2.87)$$

$$\beta_T = \begin{cases} \frac{(D/B) + 3.6}{(D/B)^2 - 5.1(D/B) + 9.1} + \frac{0.14}{D/B} + 0.14 \leftarrow [U_T^* \leq 4.5] \\ \frac{0.44(D/B)^2 - 0.0064}{(D/B)^4 - 0.26(D/B)^2 + 0.1} + 0.2 \leftarrow [6 \leq U_T^* \leq 10] \end{cases} \quad (2.88)$$

$$F_T = \begin{cases} \frac{0.14 K_T^2 (U_T^*)^{2\beta_T}}{\pi} \cdot \frac{D(B^2 + D^2)^2}{L^2 B^3} \leftarrow [U_T^* \leq 4.5, 6 \leq U_T^* \leq 10] \\ F_{4.5} \exp \left[3.5 \ln \left(\frac{F_6}{F_{4.5}} \right) \ln \left(\frac{U_T^*}{4.5} \right) \right] \leftarrow [4.5 \leq U_T^* \leq 6] \end{cases} \quad (2.89)$$

$$R_T = \frac{\pi F_T}{4 \zeta_T} \quad (2.90)$$

donde:

- $A [m^2]$ es el área proyectada a la altura Z .
- $B [m]$ es el ancho proyectado del edificio.
- $D [m]$ es la profundidad del edificio.
- $L [m]$ es el mayor valor entre B y D .
- $Z [m]$ es la altura.
- $H [m]$ es la altura media del techo.
- $f_T [Hz]$ es la frecuencia natural de vibración para el primer modo de torsión.
- ζ_T es el amortiguamiento crítico del primer modo de torsión.
- C_T' es la RMS (root mean square) del coeficiente de torsión.
- g_T es el factor pico para la torsión.
- K_T & β_T son constantes para la evaluación de la aceleración angular del edificio.
- U_T^* es la velocidad reducida del viento, adimensional.
- R_T es el factor de resonancia para la evaluación de la torsión.
- F_T es el factor del espectro de fuerza del viento para la evaluación de la torsión.
- ϕ_T es el coeficiente de corrección por forma modal en dirección torsional, dado por:

$$\phi_T = \frac{M(B^2 + D^2)}{36I_T} \left(\frac{Z}{H}\right)^{\beta-1} \lambda \quad (2.91)$$

donde:

- M [kg] es la masa total del edificio.
- I_T [kg.m²] es el momento de inercia generalizado para la vibración por torsión.
- λ y μ están dados por las ecuaciones 2.78 y 2.79.

Paso10,
Combinación
de las
acciones del
viento

- Si la estructura no satisface la condición $\frac{H}{\sqrt{BD}} \geq 3$ (H, B y D se definieron en el paso anterior de esta normativa), se deben considerar las acciones del viento en dirección longitudinal W_D , en conjunto con las acciones del viento en dirección transversal W_{LC} , estas últimas calculadas de la siguiente manera:

$$W_{LC} = \gamma W_D \quad (2.92)$$

$$\gamma = 0.35 \frac{D}{B} \quad (2.93)$$

El factor γ fue propuesto por principalmente por el Dr. Yukio Tamura, incorporándose a partir del reglamento japonés en su edición de 1993, basándose en los esfuerzos producidos por el viento en sus distintas direcciones de influencia, por lo que es exactamente la propuesta de Tamura para edificios con relaciones de esbeltez menores que 3, que se analizará comparativamente con respecto a las distintas normativas en los efectos que produce combinar las acciones del viento a nivel de elementos mecánicos en los elementos.

Nota

- Si la estructura satisface la condición $\frac{H}{\sqrt{BD}} \geq 3$, se deben combinar las acciones del viento según la **tabla 2.4 y 2.5** del presente documento.
- Si la edificación cumple con lo establecido en la sección 6.1.3 (2), se deberán realizar pruebas experimentales en túnel de viento (para estructuras circulares, existe un procedimiento en la sección A6.7).

Tabla 2.4 Combinación de acciones del viento según la normativa japonesa para estructuras sensibles a las vibraciones transversales y torsionales

Combinación	Carga longitudinal	Carga transversal	Momento de torsión
1	W_D	$0.4W_L$	$0.4W_T$
2	$W_D \left(0.4 + \frac{0.6}{G_D}\right)$	W_L	$(\sqrt{2 + 2\rho_{LT}} - 1)W_T$
3	$W_D \left(0.4 + \frac{0.6}{G_D}\right)$	$(\sqrt{2 + 2\rho_{LT}} - 1)W_L$	W_T

donde ρ_{LT} es el coeficiente de correlación entre las cargas transversales y torsionales, según la **tabla 2.5**:

Tabla 2.5 Coeficiente de correlación entre las vibraciones transversales y torsionales para la combinación de acciones de acuerdo a la normativa japonesa

D/B	$f_1 B / U_H$	ρ_{LT}		
		$\xi = 1$	$\xi = 1.1$	$\xi \geq 1.4$
≤ 0.5	≤ 1	0.9	0.3	0.2
	0.2	0.2	0.4	0.3
	0.3	0.2	0.5	0.4
	0.6	0.6	0.6	0.6
	≥ 1	0.7	0.7	0.7
1	≤ 1	0.7	0.2	0.2
	0.2	0.3	0.2	0.2
	0.3	0.2	0.2	0.2
	0.6	0.4	0.4	0.4
	≥ 1	0.5	0.5	0.5
≥ 2	≤ 0.05	0.6	0.2	0.2
	≥ 0.1	0.2	0.2	0.2

$$\xi = \begin{cases} f_L / f_T \leftarrow f_L \geq f_T \\ f_T / f_L \leftarrow f_L < f_T \end{cases} \quad (2.94)$$

Y f_1 es el menor valor entre f_L y f_T .

Como se puede observar de la normativa japonesa, no se cuenta con un factor de correlación entre las cargas longitudinales con las transversales y de torsión para establecer las combinaciones de cargas. Así mismo, el procedimiento para calcular las acciones del viento es bastante complejo y consume mucho tiempo (Tamura, 2013).

Finalmente, vemos que esta normativa sí calcula las vibraciones transversales y la torsión como efectos del fenómeno de desprendimiento de vórtices, y se distribuyen en la altura como una función de la relación z/H .

2.4 NORMATIVA DE CANADÁ: NBCC 2010

La **tabla 2.6** muestra los pasos a seguir para el cálculo de las acciones por viento en edificios según la normativa canadiense, así como los casos de carga que deben tomarse en consideración, dentro de los cuales se incluye la torsión y cargas transversales.

Tabla 2.6 Determinación de las cargas por viento para el sistema principal resistente a viento en edificios, de acuerdo a la normativa canadiense NBCC 2010

-
- Paso 1: Determinar los parámetros de la carga de viento:
- Factor de importancia I_w , según la tabla 4.1.7.1, volumen 2, parte 4 del reglamento.
 - Factor de exposición, C_e , según la sección 4.1.7.1 5), volumen 2, parte 4

$$C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.2} \geq 0.9 \quad (2.95)$$

del reglamento, de la siguiente manera:

Para terreno abierto.

$$C_e = 0.7 \left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} \geq 0.7 \quad (2.96)$$

Para terreno rugoso (suburbano, urbano o alrededor de árboles).

En el análisis dinámico, deben ocuparse las siguientes ecuaciones:

$$C_e = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.20} \geq 1.0 \quad (2.97)$$

Para terreno abierto.

$$C_e = 0.5 \left(\frac{Z}{12.7}\right)^{0.50} \geq 0.5 \quad (2.98)$$

Para terreno rugoso (suburbano, urbano o alrededor de árboles).

$$C_e = 0.4 \left(\frac{Z}{30}\right)^{0.72} \geq 0.4 \quad (2.99)$$

Para centros de grandes ciudades.

- Factor de efecto de ráfaga interno, C_{gi} , y externo, C_g , según la sección 4.1.7.1 6), volumen 2, parte 4 del reglamento, el cual indica que se debe tomar un factor de ráfaga C_g y C_{gi} externo e interno de 2.0 para el diseño de la estructura principal si se utiliza un análisis estático. Si se utiliza un
-

análisis dinámico, se deberá utilizar el siguiente procedimiento para el factor de ráfaga externo:

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) \quad (2.100)$$

donde:

- σ/μ es la desviación estándar dividida en entre la media (coeficiente de variación) del efecto de la carga total, calculado como:

$$\sigma/\mu = \sqrt{\frac{K}{C_e} \left(B + \frac{sF}{\beta} \right)} \quad (2.101)$$

En que:

- i) C_e es el factor de exposición calculado a la altura H del edificio.
- ii) K es el factor de rugosidad de terreno, igual a 0.08 para terreno abierto, 0.10 para zonas suburbanas y urbanas y 0.14 para centros de grandes ciudades.
- iii) B es el factor de turbulencia de fondo, dado por:

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{xW}{122}} \right] \left[\frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right] dx \quad (2.102)$$

- iv) s es el factor por reducción de tamaño, dado por:

$$s = \frac{\pi}{3} \left[\frac{1}{1 + \frac{8n_0H}{3V_H}} \right] \left[\frac{1}{1 + \frac{10n_0W}{V_H}} \right] \quad (2.103)$$

- v) F es la proporción de la energía de ráfaga a la frecuencia natural de la estructura, dado por:

$$F = \frac{(1220n_0/V_H)^2}{\left[1 + (1220n_0/V_H)^2 \right]^{4/3}} \quad (2.104)$$

vi) g_p es el factor pico, dado por:

$$v = n_0 \sqrt{\frac{sF}{sF + \beta B}} \quad (2.105)$$

$$g_p = \sqrt{2 \log_e vT} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \log_e vT}} \quad (2.106)$$

$$T = 3600s$$

En las ecuaciones anteriores, W es el ancho del edificio, perpendicular a la dirección del viento, H es la altura del edificio, n_0 es la frecuencia natural de vibración en la dirección longitudinal y V_H es la velocidad media del viento promediada a una hora, a la altura H del edificio, dada por:

$$V_H = \bar{V} \cdot \sqrt{C_e} \quad (2.107)$$

En donde \bar{V} es la velocidad de diseño del viento y C_e se calcula según el procedimiento dinámico a la altura H del edificio.

- Coeficientes de presión externos C_p e internos C_{pi} , según el documento “User’s guide – NBC 2010, structural commentaries (part 4 of división B).
- Velocidad de diseño, V , con una probabilidad de excedencia de 50 años, medida a una altura de 10 m y en un tiempo de promediado de una hora, según la tabla C-2 para diferentes localidades en Canadá.

Paso 2: Cálculo de la presión correspondiente a la velocidad pico, q :

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \quad (2.108)$$

Paso 3: Cálculo de las presiones externas (p) e internas (p_i):

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (2.109)$$

$$p_i = I_w q C_e C_{gi} C_{pi} \quad (2.110)$$

La presión en una superficie será la diferencia algebraica entre las presiones exteriores e interiores. La presión sobre el edificio será la diferencia algebraica entre la presión en barlovento y en sotavento.

Paso 4: Efectos dinámicos: Se deberán considerar para edificios con altura mayor que 4 veces su ancho efectivo (w) menor o mayor que 60m, y edificios con período natural

$$w = \frac{\sum h_i w_i}{\sum h_i} \quad (2.111)$$

de vibración mayor que 1s, donde:

donde:

- h_i es la altura de la base a cada nivel.
- w_i es la dimensión perpendicular a la dirección del viento en la altura h_i

Los efectos dinámicos del viento se consideran en los factores C_e y C_g , según lo indicado en el documento User's guide – NBC 2010, structural commentaries (part 4 of división B).

- Paso 5: Combinar las acciones del viento en el edificio:
- 1) Carga total del viento a lo largo de los 2 ejes principales, separadamente.
 - 2) Caso de carga 1), pero removiendo el 100% de la carga en cualquier porción del área (para considerar la torsión máxima).
 - 3) 75% de la carga total del viento a lo largo de los 2 ejes principales, actuando simultáneamente.
 - 4) 75% de la carga total del viento a lo largo de los 2 ejes principales, actuando simultáneamente, y removiendo el 50% de la carga en cualquier porción del área (para considerar la torsión máxima).
-

Nota Si la frecuencia natural de vibración en dirección longitudinal es menor que 0.25Hz, este reglamento ya no es aplicable, y se deberán realizar pruebas experimentales.

Con el objetivo de determinar en qué porcentajes de área se debe remover la carga para producir un máximo de torsión, acorde a lo indicado en la normativa canadiense, se calcularon manualmente 4 escenarios característicos, donde q_b es la presión en barlovento, q_s la presión en sotavento, B es la dimensión del edificio perpendicular a la dirección del viento y D es la dimensión del edificio paralela a la dirección del viento. De esta forma, se obtuvo lo siguiente:

- Caso 1: Remover el 100% de la carga en 50% del área
- Si se realiza este procedimiento, se tendría un momento de torsión igual a:

$$M_T = \left(\frac{q_b}{2} + \frac{q_s}{2} \right) \times \frac{1}{4} \cdot B \quad (2.112)$$

$$M_T = (q_b + q_s) \times 0.125 \cdot B$$

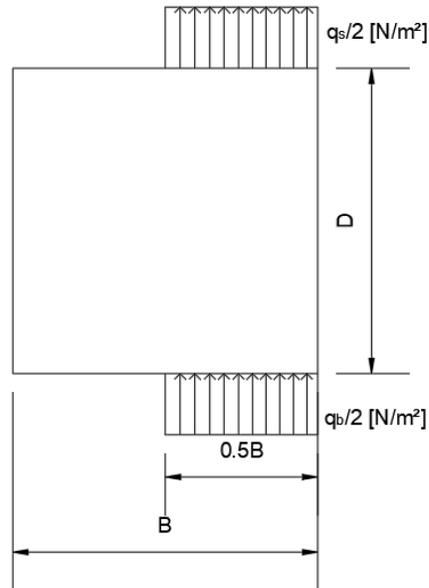


Figura 2.3 Caso de torsión para la normativa canadiense removiendo el 100% de la carga en 50% del área

- Caso 2: Remover el 100% de la carga en 25% del área

Si se remueve realiza este procedimiento, se tendría un momento de torsión igual a:

$$M_T = (0.75q_b + 0.75q_s) \times 0.125B$$

$$M_T = 0.75(q_b + q_s) \times 0.125B$$

$$M_T = (q_b + q_s) \times 0.09375B$$
(2.113)

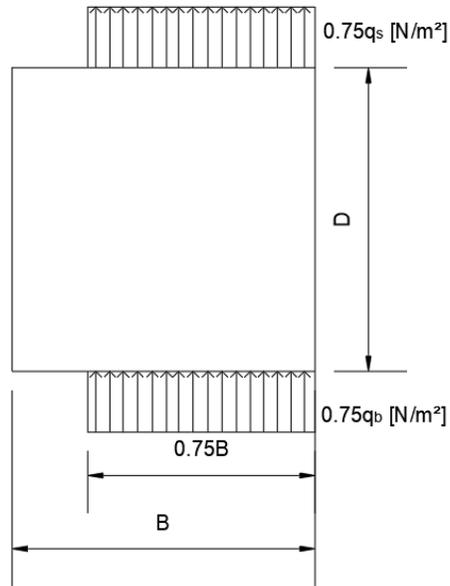


Figura 2.4 Caso de torsión para la normativa canadiense removiendo el 100% de la carga en 25% del área

- Caso 3: Remover el 100% de la carga en 75% del área
Si se remueve realiza este procedimiento, se tendría un momento de torsión igual a:

$$M_T = (0.25q_b + 0.25q_s) \times 0.375B$$

$$M_T = 0.25(q_b + q_s) \times 0.375B$$

$$M_T = (q_b + q_s) \times 0.09375B$$
(2.114)

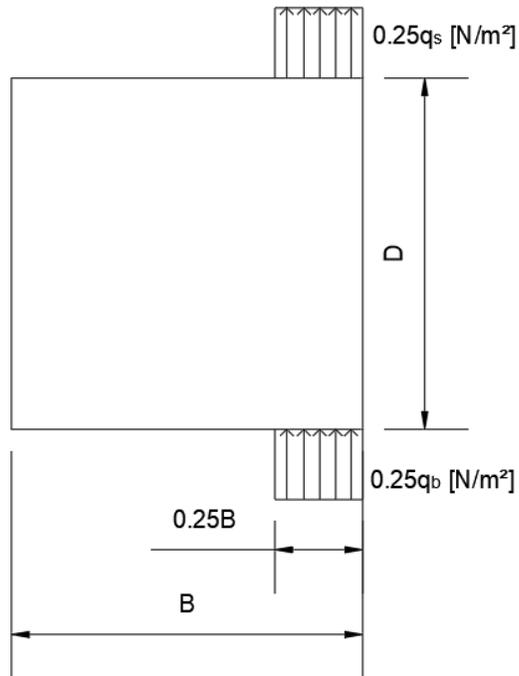


Figura 2.5 Caso de torsión para la normativa canadiense removiendo el 100% de la carga en 75% del área

- Caso 4: Remover el 100% de la carga en 60% del área
Si se remueve realiza este procedimiento, se tendría un momento de torsión igual a:

$$M_T = (0.4q_b + 0.4q_s) \times 0.3B$$

$$M_T = 0.4(q_b + q_s) \times 0.3B \quad (2.115)$$

$$M_T = (q_b + q_s) \times 0.12B$$

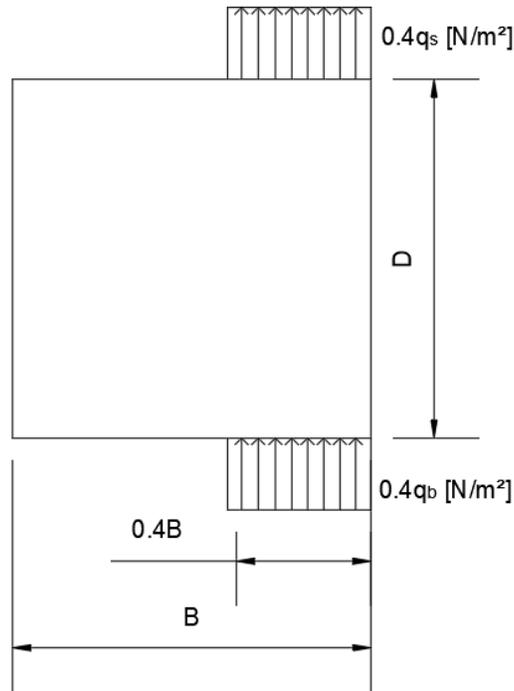


Figura 2.6 Caso de torsión para la normativa canadiense removiendo el 100% de la carga en 60% del área

Vemos por lo tanto que el caso más crítico es remover el 100% de la carga en la mitad del área, equivalente a aplicar el 100% de la carga, a una excentricidad del 12.5%.

Finalmente, es importante mencionar que la normativa canadiense establece combinaciones de carga similares a la normativa estadounidense ASCE 7, considerando las cargas transversales y la torsión en función de la carga longitudinal, sin calcularlas en función del fenómeno de desprendimiento de vórtices.

2.5 NORMATIVA DE NUEVA ZELANDA: AS/NZS 1170.2:2011

La **tabla 2.7** muestra el procedimiento para determinar las acciones del viento, de acuerdo a la normativa neozelandesa del año 2011. Así mismo, se muestra el caso en que se debe considerar la torsión y cargas transversales de acuerdo a dicha normativa, y la forma en que se aplican a la edificación. Finalmente, en la sección 2.5.1 se presenta la forma en que dicho reglamento solicita combinar las acciones del viento cuando la estructura tiene un período entre 1s-5s (si el período es mayor que 5s o la altura del edificio es mayor que 200m, este reglamento no es aplicable, y se deben realizar pruebas experimentales).

Tabla 2.7 Determinación de las cargas por viento en edificios, de acuerdo a la normativa neozelandesa AS/NZS 1170.2:2011

Paso 1:	<p>Determinar la velocidad del viento del sitio a la altura de referencia z:</p> $V_{sit,\beta} = V_R \cdot M_d \cdot (M_{z,cat} \cdot M_s \cdot M_t) \quad (2.116)$ <p>Determinada a la altura media del techo del edificio h (z=h), para muros en sotavento, laterales y techo. Para el muro de barlovento, se determina a la altura h si $h \leq 25m$ o en caso contrario varía con la altura z.</p> <ul style="list-style-type: none"> • V_R es la velocidad regional de ráfaga, promediada a 3s, en m/s, para una probabilidad de excedencia 1/R, según la importancia de la edificación [ver AS/NZS 1170.0:2011, tablas 3.1, 3.2 y 3.3 y sección 3]. • M_d es el factor de direccionalidad del viento, según el capítulo 3 del reglamento. • $M_{z,cat}$ es el factor por terreno/altura, según el capítulo 4 del reglamento. • M_s es el factor por blindaje, según el capítulo 4 del reglamento. • M_t es el factor por topografía, según el capítulo 4 del reglamento.
Paso 2:	<p>Determinar la velocidad ortogonal de diseño del viento ($V_{des,\theta}$):</p> <p>Deberá ser tomada como la máxima velocidad de sitio ($V_{sit,\beta}$) linealmente interpolada entre puntos cardinales para un sector de ± 45 grados respecto a la dirección ortogonal considerada θ, no menor que 30 m/s para estructuras permanentes o 25 m/s para estructuras temporales (tiempo de vida menor que 5 años).</p>
Paso 3:	<p>Determinar la presión de diseño del viento (p):</p> $p = \frac{1}{2} \cdot \rho_{air} \cdot (V_{des,\theta})^2 \cdot C_{fig} \cdot C_{dyn} \quad (2.117)$ <p>donde:</p> <ul style="list-style-type: none"> • C_{fig} es el factor de forma aerodinámico, según la sección 5 del reglamento. • C_{dyn} es el factor de respuesta dinámica, igual a 1.0, a menos que sea necesaria la realización de un análisis dinámico, de acuerdo al capítulo 6 del reglamento (estructura con periodo natural de vibración mayor que 1s pero menor que 5s). Este factor se calcula con la siguiente ecuación:

$$C_{dyn} = \frac{1 + 2I_h \sqrt{g_v^2 B_s + \frac{H_s g_R^2 S E_t}{\zeta}}}{(1 + 2g_v I_h)} \quad (2.118)$$

Donde:

- I_h es la intensidad de turbulencia a la altura h del edificio, según la tabla 6.1 del reglamento.
- g_v es el factor pico, tomado como 3.7.
- s es la altura a la cual se calculan los efectos dinámicos. Para analizar momentos basales o derivas, se toma como 0.
- b_{sh} es el ancho promedio del edificio entre la altura s y h .
- L_h es la longitud de escala integral de turbulencia, calculada como:

$$L_h = 85 \left(\frac{h}{10} \right)^{0.25} \quad (2.119)$$

- B_s es el factor de fondo, calculado como:

$$B_s = \frac{1}{1 + \frac{\sqrt{0.26(h-s)^2 + 0.46b_{sh}^2}}{L_h}} \quad (2.120)$$

- H_s es el factor de altura para la respuesta resonante, calculado como:

$$H_s = 1 + \left(\frac{s}{h} \right)^2 \quad (2.121)$$

- g_R es el factor pico de la respuesta resonante, calculado como:

$$g_R = \sqrt{2 \log_e (600n_a)} \quad (2.122)$$

donde n_a es la frecuencia natural de vibración en la dirección longitudinal, en Hz.

- S es el factor de reducción por tamaño, dado por:

$$S = \frac{1}{\left[1 + \frac{3.5n_a h (1 + g_v I_h)}{V_{des,\theta}} \right] \left[1 + \frac{4n_a b_{0h} (1 + g_v I_h)}{V_{des,\theta}} \right]} \quad (2.123)$$

- N es la frecuencia reducida adimensional, dada por:

$$N = \frac{n_a L_h [1 + (g_v I_h)]}{V_{des,\theta}} \quad (2.124)$$

- E_t es (π/4) veces el espectro de turbulencia del viento, dado por:

$$E_t = \frac{\pi N}{(1 + 70.8N^2)^{5/6}} \quad (2.125)$$

- ζ es el amortiguamiento estructural.

- V_{des, θ} es la velocidad de diseño ortogonal (usualmente θ=0, 90, 180, 270 grados). Para algunas aplicaciones igual a un solo valor, o como una función de la altura (z), como por ejemplo en la cara de barlovento de edificios altos (z ≥ 25m).

Nota: Si se trata de una estructura simétrica, con frecuencias naturales de vibración longitudinal y transversal no difieren más de 10% entre sí, éstas no deben ser menores que 0.40Hz. En caso contrario, se deberán realizar pruebas experimentales a los efectos de calcular el factor dinámico.

Paso 4: Determinar la presión por arrastre debida a la fricción (f):

$$f = \frac{1}{2} \cdot \rho_{air} \cdot (V_{des,\theta})^2 \cdot C_{fig} \cdot C_{dyn} \quad (2.126)$$

- Nota: Esta presión es calculada para muros laterales y techo, en conjunto con la presión perpendicular a sus superficies, solo cuando d/h o d/b sea mayor que 4, siendo h la altura media del techo, b la dimensión en planta perpendicular al viento, y d la dimensión en plana paralela al viento)

Paso 5,
Torsión:

- Para edificios rectangulares, con h ≥ 70m, se deberá considerar la torsión, basada en una excentricidad de 0.2b con respecto al centro geométrico del edificio en la dirección longitudinal del viento. Para d/b ≥ 1.5, la torsión es generada principalmente por fuerzas transversales a la dirección del viento, y se deberá consultar a un especialista.

- Se calculan de acuerdo a la sección 6.3, utilizando la siguiente ecuación:

$$w_{eq}(z) = 0.5 \rho_{air} [V_{des,\theta}]^2 d C_{fig} C_{dyn} \quad (2.127)$$

donde V_{des,θ} se calcula a la altura h, d es la dimensión paralela al flujo del viento, y el factor C_{fig}C_{dyn} se calcula según la siguiente ecuación:

Paso 6,
Cargas
transversales:

$$(C_{fig} C_{dyn}) = 1.5 g_R \left(\frac{b}{d}\right) \frac{K_m}{(1 + g_v I_h)^2} \left(\frac{z}{h}\right)^k \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta}} \quad (2.128)$$

En donde:

- K_m es el factor de corrección por respuesta modal para la aceleración transversal, igual a $0.76+0.24k$. Siendo k el exponente de la forma modal fundamental.
- g_R es el factor pico para la respuesta resonante, calculado según el factor dinámico para la dirección longitudinal.
- C_{fs} es el coeficiente del espectro de fuerza para la dirección transversal del viento, obtenido según la sección 6.2.3.2. Este coeficiente sólo está dado para ciertas geometrías en el reglamento neozelandés, por lo que no se aplicable a todas las estructuras, aunque sean de planta rectangular simétrica.
- ζ es el amortiguamiento estructural.

Paso 7,
Combinación
de las acciones
del viento

- Para edificios con altura menor que 70m y período menor que 1s, únicamente se considerará la fuerza longitudinal.
- Para edificios con altura menor que 70m y período mayor que 1s, se debe considerar la siguiente combinación (acción dinámica total combinada):

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{a,m} + \left[(\varepsilon_{a,p} - \varepsilon_{a,m})^2 + \varepsilon_{c,p}^2 \right]^{0.5} \quad (2.129)$$

En donde:

- $\varepsilon_{a,m}$ es la acción derivada de la respuesta media en la dirección longitudinal equivalente a:

$$\varepsilon_{a,m} = \frac{\varepsilon_{a,p}}{\left[C_{dyn} (1 + 2g_v I_h) \right]} = \frac{\varepsilon_{a,p}}{G} \quad (2.130)$$

- $\varepsilon_{a,p}$ es la acción derivada de la respuesta pico en dirección longitudinal.
- $\varepsilon_{c,p}$ es la acción derivada de la respuesta pico en dirección transversal.
- Para edificios con altura mayor que 70m y período mayor que 1s, se deben considerar 2 combinaciones: Carga longitudinal aplicada en conjunto con torsión basada en una excentricidad de $0.2b$ con respecto al centro geométrico del edificio en la dirección longitudinal del viento, y carga longitudinal combinada con la carga transversal tal y como se expresó en el inciso anterior a este.

Notas:

- Se deben considerar al menos 4 direcciones ortogonales del viento.
- Para edificios cerrados, se deben considerar simultáneamente las acciones de las presiones internas y externas, en conjunto con los factores de presión local, para recubrimientos (K_1).

Vemos que el reglamento neozelandés considera la torsión como una consecuencia directa de la fuerza longitudinal máxima, pero menciona que para relaciones en planta d/b mayores que 1.5, este fenómeno se produce debido a desprendimiento de vórtices, por lo que deberán realizarse pruebas

experimentales para su evaluación. Sin embargo, no menciona una relación con respecto a la esbeltez del edificio y la torsión. Esto es importante mencionarlo ya que se ha visto que, para edificios esbeltos, la correlación entre torsión máxima y carga longitudinal máxima disminuye, por lo que en estos casos el reglamento neozelandés podría estar sobre estimando los momentos de torsión, al aplicarlos en conjunto con la carga longitudinal máxima y como una consecuencia directa de esta, así como también aplicando ambos valores máximos simultáneamente.

Por otra parte, la ecuación para combinar las acciones longitudinales y transversales fue propuesta por Holmes (2003), en donde se menciona que está basada en la combinación de procesos aleatorios Gaussianos no correlacionados, para lo cual es la solución matemática exacta. Se menciona que se utiliza este enfoque ya que se ha encontrado que, para la mayoría de las respuestas dominadas por la contribución resonante del viento, estas se han encontrado muy cercana a respuestas Gaussianas, y que las respuestas longitudinales y transversales no están correlacionadas. Sin embargo, esta combinación equivale prácticamente a aplicar simultáneamente la fuerza longitudinal con la fuerza transversal, lo cual no ocurre según lo observado en pruebas experimentales, por lo que probablemente los esfuerzos se estén sobre estimando considerablemente.

Lo anterior puede ser demostrado si se observa la **figura 2.7**, en donde se considera la combinación de los efectos longitudinales y transversales según la normativa NZS 2011 en su acción dinámica total combinada. Vemos que la combinación equivale a considerar ambas componentes simultáneamente.

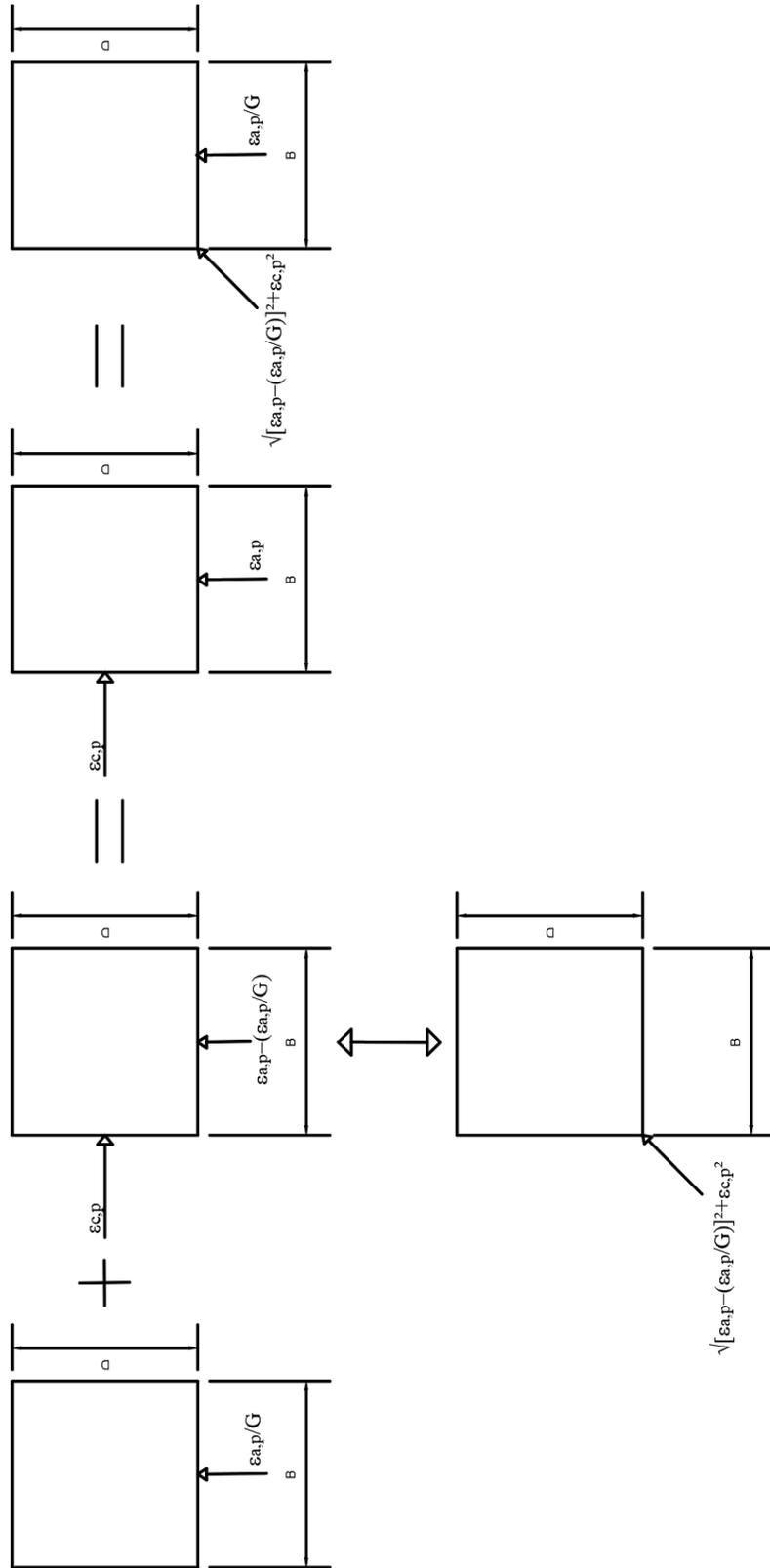


Figura 2.7 Combinación de cargas longitudinal y transversal debidas al viento en edificios, según la normativa neozelandesa

2.6 NORMATIVA DE LA CIUDAD DE MÉXICO: NTCV CDMX 2017

La **tabla 2.8** muestra los pasos para calcular las acciones del viento en edificios según la normativa para la Ciudad de México. Dicha normativa no contempla la aplicación de cargas transversales ni momentos de torsión, i.e. se estable un procedimiento para el cálculo de cargas en dirección longitudinal únicamente.

Tabla 2.8 Cálculo de las acciones del viento en edificios en el sistema principal resistente a viento según la normativa mexicana NTC CDMX 2017

Paso 1:	<ul style="list-style-type: none"> Identificar el tipo de topografía y terreno, según las tablas 3.1.2 y 3.1.3. Con base en ello, extraer los parámetros de las tablas 3.1.2, 3.1.3, 5.0.1, 5.1.1 y 5.2.1.
Paso 2:	<ul style="list-style-type: none"> Si el período natural de vibración fundamental es mayor que 1s, calcular el factor de efectos dinámicos, G, dado por la siguiente ecuación. En caso contrario, se deberá tomar igual a 1.

$$G = 1 + 2gI_{Z_s} \sqrt{B^2 + R^2} \quad (2.131)$$

donde:

- I_{Z_s} es la intensidad de turbulencia a la altura de referencia z_s , igual a $0.6H$, donde H es la altura del edificio, y se calcula como:

$$I_{Z_s} = \bar{d} \left(\frac{z_s}{10} \right)^{-\alpha'} \leftarrow z_{\min} < z_s \leq 200m \quad (2.132)$$

$$I_{Z_s} = \frac{1}{\ln \left(\frac{z_{\min}}{z_o} \right)} \leftarrow z_s \leq z_{\min} \quad (2.133)$$

En estas ecuaciones, \bar{d} , α' y z_{\min} se definen en la tabla 5.0.1.

- L_{Z_s} es la longitud de escala de turbulencia a la altura de referencia, calculada como:

$$L_{Z_s} = 300 \left(\frac{z_s}{200} \right)^{\alpha} \leftarrow z_s \geq z_{\min} \quad (2.134)$$

$$L_{Z_s} = L_{z_s} (z_{\min}) \leftarrow z_s < z_{\min} \quad (2.135)$$

En donde el factor α se define en la tabla 5.2.1

- S_L es el espectro de potencia del viento, calculado como:

$$S_L(z_s, n_o) = \frac{6.8 \left(\frac{n_o L_{z_s}}{V_D'(z_s)} \right)}{\left[1 + 10.2 \left(\frac{n_o L_{z_s}}{V_D'(z_s)} \right) \right]^{5/3}} \quad (2.136)$$

De donde V_D' es la velocidad media del viento para los efectos dinámicos, igual a:

$$V_D'(z_s) = F_{TR}' F_{\alpha}' V_R \quad (2.137)$$

$$F_{\alpha}' = 0.702 \leftarrow z_s \leq 10m \quad (2.138)$$

$$F_{\alpha}' = 0.702 \left(\frac{z_s}{10} \right)^{\alpha'} \leftarrow 10m < z_s < 200m$$

En donde α' se obtiene de la tabla 5.0.1, y F_{TR}' de la tabla 5.1.1. V_R es la velocidad básica del viento, según la tabla 3.1.1. n_o es la frecuencia natural de vibración del modo fundamental.

- R_h y R_b son las funciones de admitancia estructural para la forma modal fundamental, calculadas como:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad (2.139)$$

$$R_h = 1 \leftarrow \eta_h = 0 \quad (2.140)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (2.141)$$

$$R_b = 1 \leftarrow \eta_b = 0 \quad (2.142)$$

En que:

$$\eta_h = \frac{4.6h}{L(z_s)} \left(\frac{n_o L_{z_s}}{V_D'(z_s)} \right) \quad (2.143)$$

$$\eta_b = \frac{4.6b}{L(z_s)} \left(\frac{n_o L_{z_s}}{V_D'(z_s)} \right) \quad (2.144)$$

b es la dimensión paralela a la dirección del viento, y h es la altura del edificio.

- R^2 es el factor de respuesta por resonancia, calculado como:

$$R^2 = \frac{\pi}{4\zeta_{est}} S_L R_h R_b \quad (2.145)$$

ζ_{est} es el amortiguamiento estructural, obtenido de la tabla 5.5.1.

- B^2 es el factor de respuesta por turbulencia de fondo, calculado como:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L_{zs}} \right)^{0.63}} \quad (2.146)$$

- v es la tasa media de fluctuación, s^{-1} , calculada como:

$$v = n_0 \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad (2.147)$$

- g es el factor de pico de respuesta máxima, dado por:

$$k_p = \sqrt{2 \ln(600v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(600v)}}; g \geq 3 \quad (2.148)$$

Paso 3: • Calcular la velocidad de diseño V_D como:

$$V_D = F_{TR} F_\alpha V_R \quad (2.149)$$

donde:

- F_{TR} es el factor correctivo por rugosidad y topografía, según la tabla 3.1.3, y F_α es el factor de variación con la altura, calculado como:

$$\begin{aligned} F_\alpha &= 1 \leftarrow z \leq 10m \\ F_\alpha &= (z/10)^\alpha \leftarrow 10m < z < \delta \\ F_\alpha &= (\delta/10)^\alpha \leftarrow z \geq \delta \end{aligned} \quad (2.150)$$

donde δ y α se definen en la tabla 3.1.2.

Esta velocidad se calcula a la altura z en la cara de barlovento, y a la altura del edificio h en la cara de sotavento, techo y muros laterales.

Paso 4: • Cálculo de las presiones de diseño en las diferentes superficies del edificio, p_z , con la siguiente ecuación:

$$p_z \left[\frac{N}{m^2} \right] = 0.47 C_p V_D^2 \times \left(\frac{G}{1 + 7 I_{z_s}} \right) \quad (2.151)$$

Los coeficientes de presión C_p se obtienen de la tabla 3.3.1 para las diferentes superficies del edificio, i.e. barlovento, sotavento, techo y paredes laterales.

Vemos que el procedimiento de cálculo es relativamente sencillo, y el cálculo del factor dinámico es el mismo que para el reglamento europeo. Sin embargo, no considera las cargas transversales, ni la torsión, por lo que probablemente exista una subestimación de las acciones del viento.

2.7 PROPUESTA DE TAMURA et. al (2013)

A través de un artículo publicado en el año 2013 titulado *correlation and combination of wind force components and responses*, Tamura et. al analizaron las correlaciones que existen entre las fuerzas longitudinales, transversales y torsionales en edificios, a través del análisis de resultados observados en un total de 78 pruebas experimentales realizadas en túnel de viento llevadas a cabo por los autores entre el año 2000 y 2008, así como también proponen una nueva forma para combinar las acciones del viento en el diseño de edificios. Algunas de las conclusiones a las que se llegó en dicho artículo fueron las que se muestran en secciones siguientes. En ellas, se utilizaron como parámetros de comparación, el coeficiente de fuerza longitudinal C_D , el coeficiente de fuerza transversal, C_L , el coeficiente del momento de torsión, C_{MT} , el coeficiente del momento de volteo en dirección longitudinal C_{MD} y el coeficiente del momento de volteo en dirección transversal C_{ML} , dados respectivamente por:

$$C_D = F_D / q_H BH \quad (2.152)$$

$$C_L = F_L / q_H BH \quad (2.153)$$

$$C_{MD} = M_D / q_H BH^2 \quad (2.154)$$

$$C_{ML} = M_L / q_H BH^2 \quad (2.155)$$

$$C_{MT} = M_T / q_H BHR \leftarrow R = \sqrt{B^2 + D^2} / 2 \quad (2.156)$$

En estas ecuaciones, q_H es la presión dinámica a la altura del edificio, B es la dimensión perpendicular a la dirección del viento, D es la dimensión paralela a la dirección del viento, F_D es la fuerza en dirección longitudinal, F_L la fuerza en dirección transversal, M_D el momento en dirección longitudinal, M_L el momento en dirección transversal, y M_T el momento de torsión.

2.6.1 Máxima fuerza del viento en una dirección, acompañada de fuerza en las demás direcciones

- Para edificios bajos y medios (i.e. relación de esbeltez menor que 3)
 - i) Cuando se presentó $C_{Lmáx}$, se presentaron pequeños momentos de torsión.
 - ii) Cuando se presentó $C_{MTmáx}$, se presentó alrededor de un 80% de $C_{Dmáx}$, y alrededor de un 20% de $C_{Lmáx}$.
 - iii) Cuando se presentó $C_{Lmáx}$, se presentó entre un 30 – 70% de la relación absoluta de la fuerza longitudinal, $|C_D (C_{Lmáx}) / C_{Dmáx}|$
- Para edificios altos (i.e. relación de esbeltez mayor que 3)
 - i) Cuando se produce la carga longitudinal máxima $C_{Dmáx}$, se produce alrededor de un 60% de la torsión máxima, i.e. $|C_{MT} (C_{Dmáx}) / C_{MTmáx}|$.

- ii) Cuando se presentó $C_{Lmáx}$, se presentó más del 60% de la relación absoluta de la fuerza longitudinal, $|C_D(C_{Lmáx})/C_{Dmáx}|$.

2.6.2 Distribución instantánea de presiones en edificios bajos

La **figura 2.8** muestra la distribución instantánea de presiones para un edificio bajo, i.e. relación de esbeltez menor que 1. Se observa que cuando se presenta $C_{Dmáx}$, existe una distribución asimétrica de presiones en la cara de barlovento, así como grandes succiones cerca de la zona de intersección entre muros laterales y la cara de barlovento. Cuando se produce $C_{Lmáx}$, existe una considerable presión negativa en un muro lateral, y cuando se produce $C_{MTmáx}$, se muestra una distribución de presiones similar a cuando se produce $C_{Dmáx}$. Esto sugiere que, aunque se sabe que la correlación entre fuerzas y longitudinales y momentos de torsión es baja, $C_{MTmáx}$ está acompañado de $C_{Dmáx}$.

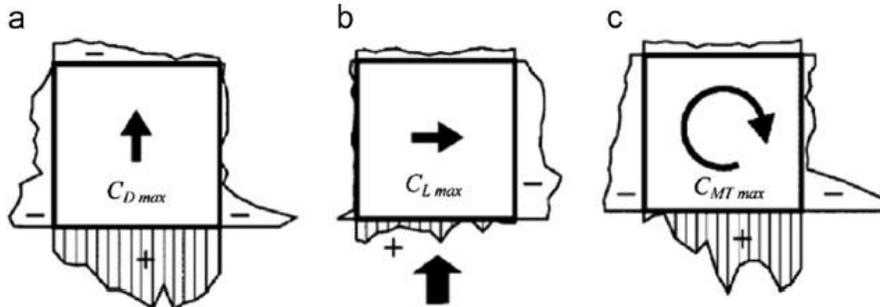


Figura 2.8 Distribución instantánea de presiones en edificio bajo (Tamura, 2013)

2.6.3 Coeficientes de correlación cruzada entre los valores absolutos de las fuerzas del viento

La **figura 2.9** muestra ejemplos de coeficientes de correlación para edificios con diferentes relaciones de esbeltez. En ella, se puede observar lo siguiente:

- Para la figura a), correspondiente a un edificio bajo, se observan grandes correlaciones entre $|C_D|$ y $|C_{MT}|$, así como también se observan ciertas correlaciones entre $|C_D|$ y $|C_L|$.
- Para las demás figuras, se siguieron encontrando correlaciones moderadas entre $|C_D|$ y $|C_L|$, pero la correlación entre $|C_D|$ y $|C_{MT}|$ fue disminuyendo conforme la relación de aspecto aumenta.
- Ciertas correlaciones se mantienen entre $|C_L|$ y $|C_{MT}|$ independientemente de las relaciones de esbeltez.

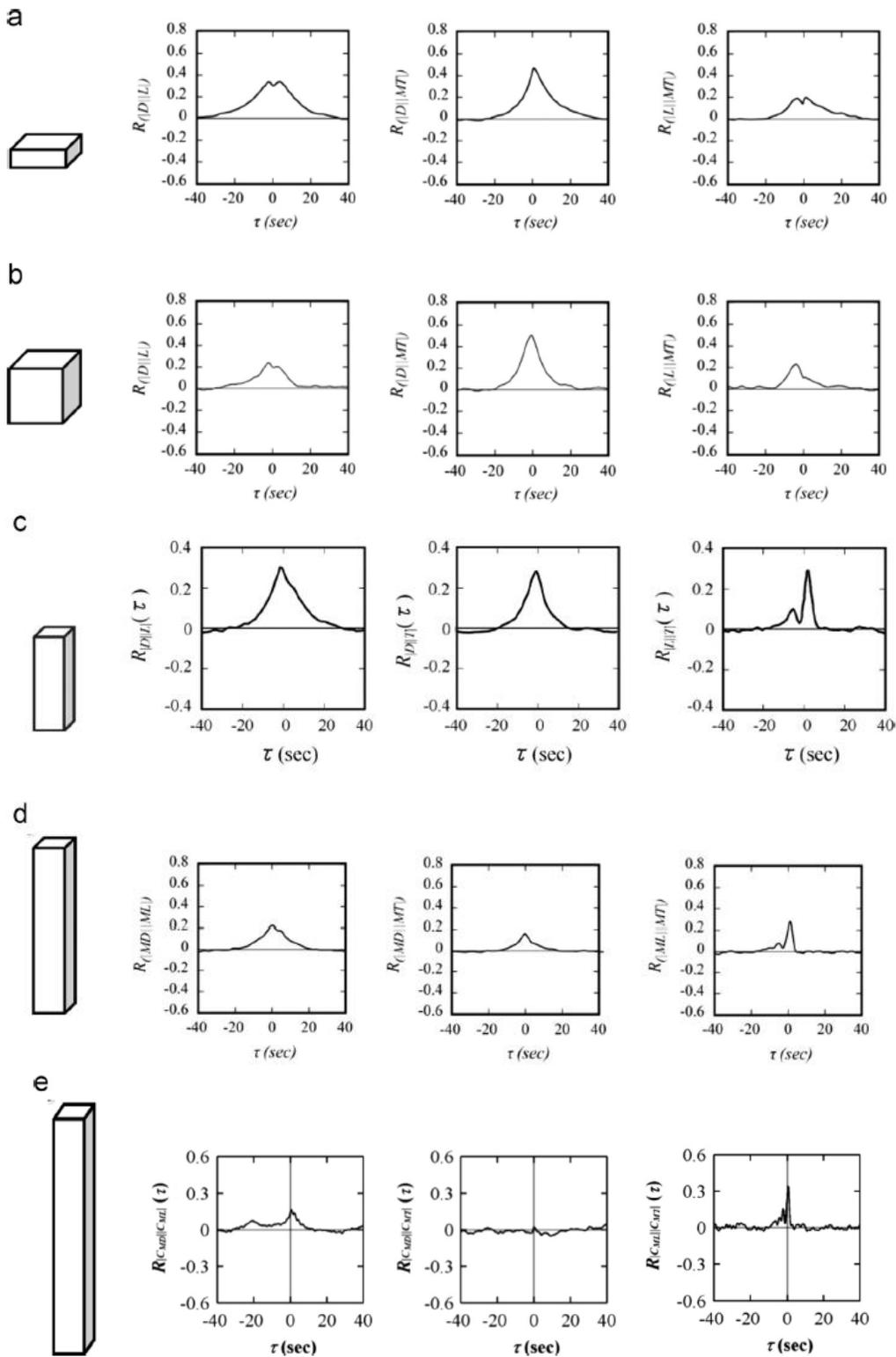


Figura 2.9 Coeficientes de correlación cruzada entre los valores absolutos de las fuerzas del viento (a) edificio bajo, con relación de esbeltez menor a 1, b) edificio medio, con relación de esbeltez igual a 1, c) edificio alto, con relación de esbeltez igual a 3, d) edificio alto, con relación de esbeltez igual a 5, d) edificio alto, con relación de esbeltez igual a 8 (Tamura, 2013)

2.6.4 Esfuerzos máximos y combinaciones de carga

Se analizaron los esfuerzos máximos ocasionados en las columnas de los modelos analizados, como una relación de los esfuerzos a flexión biaxial y la carga axial, tanto en tensión como en compresión, es decir, se utilizó la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{M_X}{Z_X} + \frac{M_Y}{Z_Y} + \frac{N_Z}{A} \quad (2.157)$$

En donde:

- M_X es el momento alrededor del eje X de la columna.
- M_Y es el momento alrededor del eje Y de la columna.
- N_Z es la carga axial aplicada en la columna, ya sea en tensión o en compresión.
- Z_X es el módulo de sección con respecto al eje X de la columna.
- Z_Y es el módulo de sección con respecto al eje Y de la columna.
- A es el área de la sección transversal de la columna.

Los modelos se consideraron como un sistema simple de 4 columnas, asumiendo que la losa y las vigas son rígidas, tal y como se muestra en la **figura 2.10**.

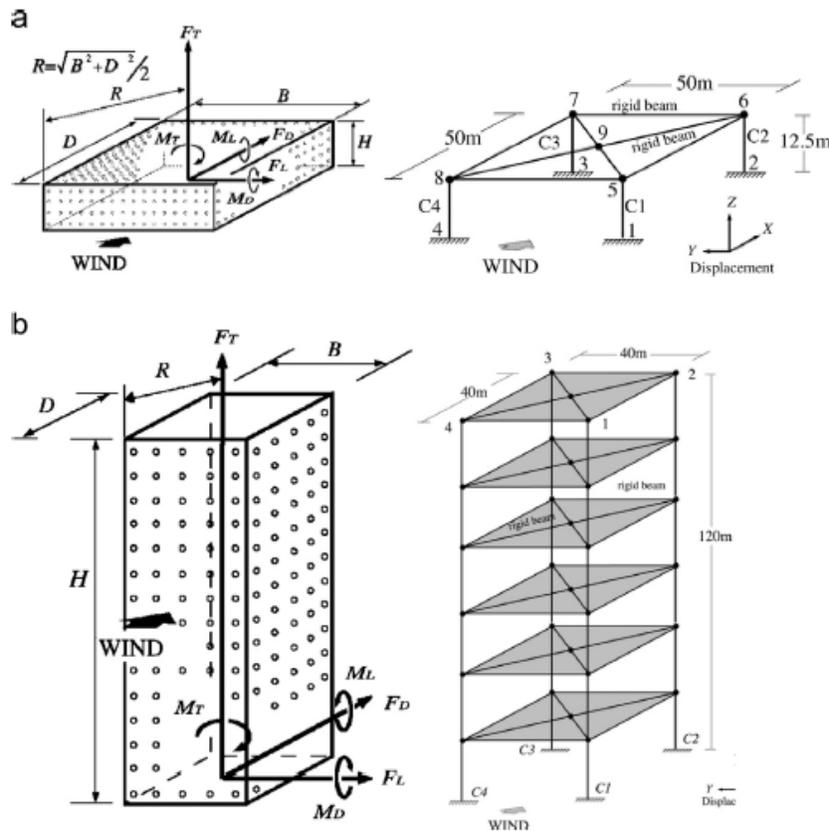


Figura 2.10 Modelos para el análisis de los esfuerzos en columnas, según las investigaciones de Tamura et al. (Tamura, 2013)

Es importante mencionar que a través del análisis estructural, se encuentra que los momentos de torsión aplicados en los edificios debidos al viento, mayormente producen flexión biaxial en las columnas, por lo que esta comparación de elementos mecánicos no considera esfuerzos producto de momentos de torsión en las columnas.

De esta forma, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Para edificios bajos

Se obtuvieron los resultados mostrados en la **tabla 2.9**, en que *todo* considera el efecto a nivel de esfuerzos producto de todas las direcciones de influencia del viento. Vemos que considerar únicamente la fuerza longitudinal puede subestimar los esfuerzos en hasta un 30%.

Tabla 2.9 Comparación de elementos mecánicos en columnas de edificios bajos (relación de esbeltez menor que 1) (Tamura, 2013)

Condición de carga	Esfuerzo máximo en tensión [KN/cm ²]	Esfuerzo máximo en compresión [KN/cm ²]
Todo	5.4	-4.7
Solo F _D	4.2	-4.1
Solo F _L	1.7	-1.8
Solo M _T	0.9	-0.9
Relación Todo/solo F _D	130%	115%

- Para edificios altos

Se obtuvieron los resultados mostrados en la **tabla 2.9**. En ella también se comparan los resultados con los cálculos obtenidos utilizando la metodología del reglamento japonés (AIJ – 2005) y del reglamento estadounidense (ASCE 7 – 10). Vemos que considerar únicamente la fuerza longitudinal puede subestimar los esfuerzos en hasta un 64%. El edificio de esta comparación tiene una relación de esbeltez de 5.

Tabla 2.9 Comparación de elementos mecánicos en columnas de edificios altos (relación de esbeltez igual a 5) (Tamura, 2013)

Condición de carga	Esfuerzo de tensión máximo [KN/cm ²]	AIJ-2005	ASCE 7-10	Esfuerzo de compresión máximo [KN/cm ²]	AIJ-2005	ASCE 7-10
Todo	46.8	49.4	42	-43.6	-46.2	-38.4
Sólo F _D	31.7			-26.6		
Solo F _L	24.3			-24.6		
Solo M _T	8.4			-8.4		
Relación Todo/solo F _D	148%			164%		

De esta forma, se observó que la relación todo/solo F_D depende tanto de la relación de esbeltez como de la relación en planta, por lo que diferentes valores de este parámetro se calcularon para distintas configuraciones geométricas. Los resultados se muestran en la **figura 2.11**, considerando respuesta tanto quasi estática como resonante.

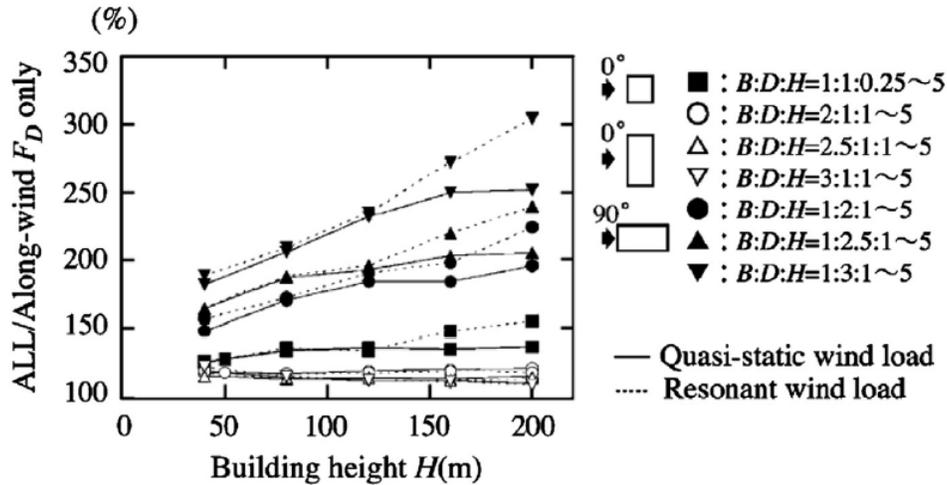


Figura 2.11 Relación de los esfuerzos producidos por todas las direcciones de influencia del viento y la fuerza longitudinal, para diferentes configuraciones geométricas de edificios (Tamura, 2013)

Con la finalidad de obtener el mismo esfuerzo máximo producto por todas las direcciones de impacto del viento, Tamura et al. proponen el concepto de carga transversal equivalente, definida como:

$$F_{L,EQ} = \gamma \cdot F_D \quad (2.158)$$

La cual se aplica simultáneamente a la carga longitudinal, para obtener esfuerzos muy similares a los que se obtienen producto de todas las fuerzas del viento. El factor γ se define como:

$$\gamma = \left(\frac{\sigma_{máxT}}{\sigma_{máxF_D}} \right) - 1 \quad (2.159)$$

donde $\sigma_{máxT}$ es el esfuerzo producido por todas las fuerzas del viento, y $\sigma_{máxF_D}$ es el esfuerzo producido por la fuerza en la dirección longitudinal del viento.

Aplicando este concepto, se obtuvieron factores γ para edificios de baja y mediana altura (en este caso, relación de esbeltez igual a 2), así como para edificios altos (edificios con relación de esbeltez entre 3 [$H=120m$ en el estudio] y 5 [$H=200m$ en el estudio]). Los resultados se muestran en las **figuras 2.12** y **2.13**, para edificios de baja – mediana altura y altos, respectivamente.

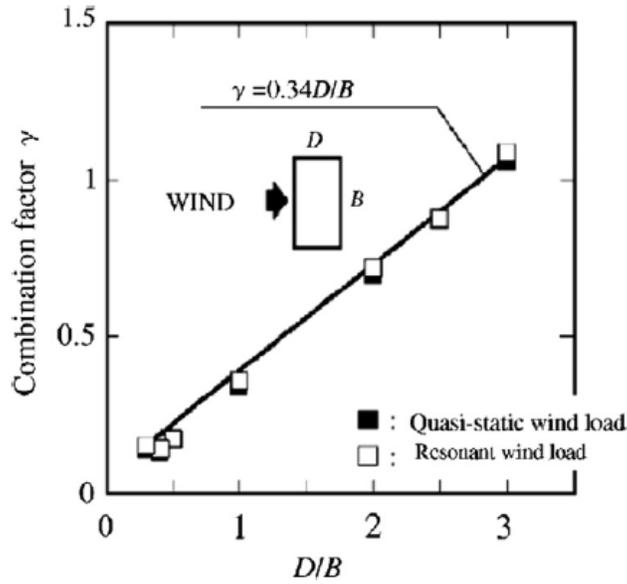


Figura 2.12 Factor de combinación γ para edificios de baja – mediana altura (Tamura, 2013)

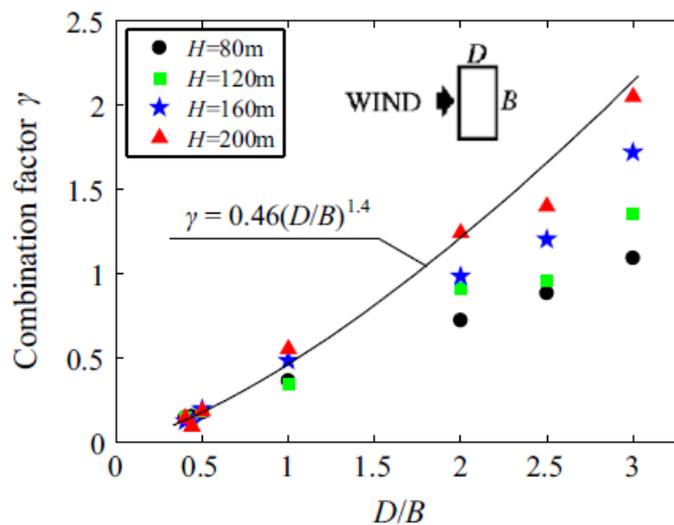


Figura 2.13 Factor de combinación γ para edificios altos (los puntos negros en la gráfica son para edificios de baja – mediana altura) (Tamura, 2013)

Se observa que en ambas gráficas, para relaciones en planta menores que 1, los factores de combinación son prácticamente iguales, sin importar la altura del edificio. En tanto que para relaciones en planta mayores que 1, el factor γ incrementa conforme la altura del edificio.

La utilización de esta metodología será evaluada en la presente investigación con respecto a las demás normativas planteadas en este capítulo

2.7 PROPUESTA INSTITUTO DE INGENIERÍA - UNAM (2020)

Con el objetivo de estudiar las cargas en edificios debidas al viento, se realizó una prueba experimental en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, llevada a cabo por Guzmán-Solís et al. (2020), plasmada en un artículo científico cuyo título es Experimental study of wind-induced shear, bending and torsional loads on rectangular tall buildings, que tuvo como objetivo también encontrar una ecuación paramétrica para estimar el coeficiente de torsión en la base de edificios altos, utilizando el método High frequency pressure integration (HFPI). Para ello, se construyeron 5 modelos rígidos con distintas relaciones de aspecto, los cuales fueron elaborados con una impresora 3D utilizando como material Acrilonitrilo butadieno estireno (ABS, por sus siglas en inglés), una resina que sus principales características son rigidez y pequeño peso volumétrico. Estos modelos se elaboraron a una escala geométrica de 1/400, la cual ha sido ampliamente recomendada para pruebas en túnel de viento de edificios altos, así como en pruebas experimentales realizadas por Beneke y Kwok (1993) y Liang et al. (2004).

Cada modelo previamente mencionado fue evaluado en el túnel de capa límite atmosférica (BLWT) de circuito cerrado de la UNAM (ver **figura 2.14 y 2.15**) utilizando 19 direcciones del viento (de 0° a 90° a intervalos de 5°) y 2 categorías de terreno típicas en México (i.e. expuesta y urbana), utilizando la velocidad media del viento en la Ciudad de México para simular la categoría de terreno urbano, y la velocidad media del viento en Acapulco para simular la categoría de terreno expuesta, para una escala de velocidad de 1/3.5 propuesta, midiéndose en la prueba experimental velocidades de 12.3m/s y 9.1m/s para la categoría de terreno expuesta y urbana, respectivamente. El perfil de velocidades fue comparado con el perfil exponencial de la literatura (Holmes, 2015; Simiu and Scalan, 1996), obteniéndose valores de α de 0.15 y 0.29 para terreno abierto y urbano, respectivamente.

El módulo principal del túnel de viento es el 3 (ver **figura 2.14**), que posee una altura que varía entre 2m y 2.35m, así como una longitud de 38m, que permitió la colocación de elementos rugosos y generadores de turbulencia para caracterizar adecuadamente la capa límite atmosférica (ABL, por sus siglas en inglés) y el perfil de intensidad de turbulencia para una categoría de terreno en particular. Una descripción detallada del túnel de viento ha sido previamente presentada por Amaya-Gallardo et al. (2019). Así mismo, una descripción detallada de los parámetros utilizados en esta prueba experimental se presenta en el artículo antes citado.

La **tabla 2.10** muestra las características geométricas de los modelos probados.

Tabla 2.10 Características geométricas de los modelos ensayados en la prueba experimental (Guzmán-Solís, 2020)

Modelo	Altura, H (mm)	Ancho, W (mm)	Largo, B (mm)	Relación en planta, W/B	Relación de aspecto, H/B
M ₁	500				5.0
M ₂	450				4.5
M ₃	400	150	100	1.5	4.0
M ₄	350				3.5
M ₅	300				3.0

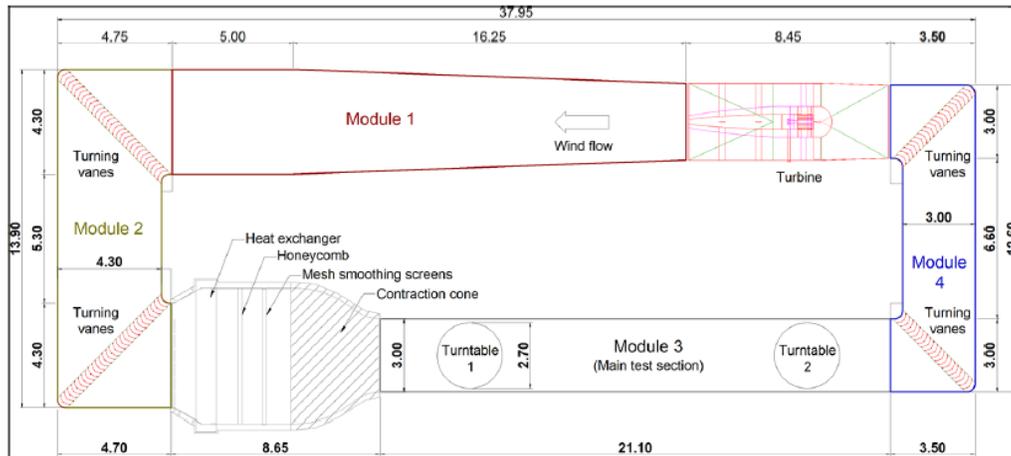


Figura 2.14 Diagrama del túnel de viento de la UNAM. Dimensiones dadas en m (Guzmán-Solís, 2020)



Figura 2.15 Imagen representativa de modelo rígido en el túnel de viento (Guzmán-Solís, 2020)

Finalmente, los resultados derivados de la prueba experimental para el coeficiente de torsión en la base promedio, como representación del valor crítico para las condiciones del terreno probadas, para los distintos modelos y sujetos a las 19 direcciones del viento antes mencionadas, fueron analizados con el programa MATLAB v19 (MATLAB and statistics toolbox reléase v19, 2019) para definir una ecuación paramétrica que caracterice adecuadamente la información. La siguiente ecuación muestra este resultado, donde q_H es la presión dinámica a la altura media del techo, θ es la dirección del viento y M_T es el momento de torsión en la base. La **tabla 2.11** muestra los valores de los coeficientes de esta ecuación (a este respecto, es importante mencionar que no se obtuvieron diferencias significativas debido a las categorías del terreno probadas (error menor que 6%), así como también que el ángulo crítico del viento para inducir torsión fue de 25° y 80°):

$$C_T\left(\frac{H}{B}, \theta\right) = \frac{M_T}{q_H (BDH)} = \frac{c_1 + c_2\left(\frac{H}{B}\right) + c_3\left(\frac{H}{B}\right)^2 + c_4\theta + c_4\theta^2 + c_4\theta^3}{1 + c_7\left(\frac{H}{B}\right) + c_8\theta} \quad (2.160)$$

Tabla 2.11 Coeficientes para la ecuación propuesta (Guzmán-Solís, 2020)

Coeficiente	Valor
c ₁	2.13E-02
c ₂	-6.655E-03
c ₃	5.236E-04
c ₄	8.528E-03
c ₅	-2.5037E-04
c ₆	1.720E-06
c ₇	5.111E-02
c ₈	-9.375E-03

La ecuación antes mostrada estima los coeficientes de torsión en la base para diferentes ángulos de incidencia del viento. Sin embargo, para fines de diseño, es conveniente considerar la dirección más desfavorable.

Siguiendo la lógica antes mencionada, se analizaron en la presente investigación los coeficientes de cortante y momento de torsión para los 5 modelos estudiados, con el fin de obtener combinaciones críticas de diseño, específicamente 2: combinación de cortante bidireccional máximo, y combinación de torsión máxima. En la primera de ellas, se encontró que se presenta el cortante máximo combinado en ambas direcciones cuando el ángulo de incidencia del viento es de 45°, y se encontró que se presenta la torsión máxima a un ángulo de impacto de 25°. La **tabla 2.12** muestra el porcentaje de la fuerza longitudinal máxima, el porcentaje de la fuerza transversal máxima, y la excentricidad cuando se presentan ambos ángulos de incidencia del viento. Esta excentricidad se calculó como:

$$e = \frac{C_T}{C_V} = \frac{C_T}{\sqrt{CV_x^2 + CV_y^2}} \quad (2.161)$$

La fórmula antes descrita deriva del concepto físico de *torque* o *momento*, el cual se define como la tendencia de una fuerza para girar un objeto alrededor de un eje. En este caso, el momento está expresado por C_T , el coeficiente de torsión basal, que es la tendencia de C_V , el coeficiente de fuerza cortante basal, expresado como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (técnica matemática conocida como Square Root of Summation of Squares, expresado por sus siglas en inglés como SRSS) de los coeficientes de cortante basales en los ejes principales del edificio, i.e. x y y , para girar al edificio alrededor de su eje de torsión, y que es proporcional a e , la excentricidad de la fuerza cortante con respecto a este eje. Por lo tanto, si conocemos el coeficiente de cortante basal y el coeficiente de torsión basal a partir de resultados experimentales, es posible conocer la excentricidad a la que deben ser aplicadas las fuerzas cortantes de diseño para producir el momento de torsión resultante.

Los coeficientes de cortante basal en dirección longitudinal (CV_Y) y en dirección transversal (CV_X) se definen como:

$$CV_y = \sum_{i=1}^n F_{y_i} / q_H BH \quad (2.162)$$

$$CV_x = \sum_{i=1}^n F_{x_i} / q_H DH \quad (2.163)$$

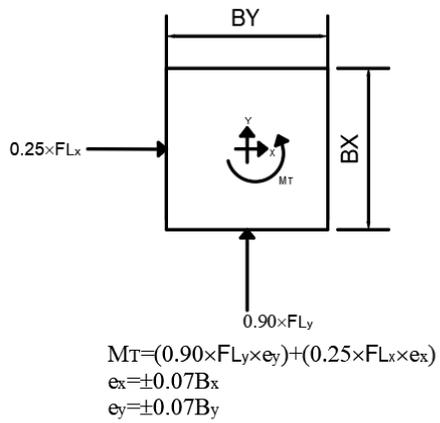
donde $\sum_{i=1}^n F_j$ expresa la sumatoria de la fuerza encontrada en cada medidor de presión colocado en los modelos rígidos en la dirección de interés (longitudinal o transversal). B es el ancho del modelo, perpendicular a la dirección del viento, D es el largo del modelo, paralelo a la dirección del viento, q_H es la presión dinámica, calculada a la altura del modelo, y n es el número de medidores de presión colocados en el modelo rígido para la dirección j .

Con el objetivo de establecer una propuesta normativa, se incluye en la tabla 2.12 algunas propuestas prácticas de combinación, las cuales serían aplicables a edificios con relaciones de esbeltez mayores que 3 (que es el intervalo para el que se acotó la investigación), y se muestran en la **figura 2.16**.

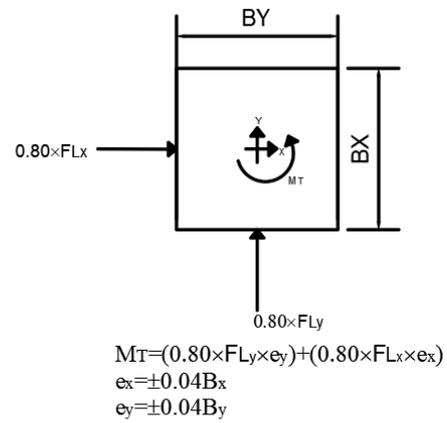
Modelo	Ángulo y condición	$CV_y / CV_{y-máx}$ (porcentaje de la fuerza longitudinal máxima)	$CV_x / CV_{x-máx}$ (porcentaje de la fuerza transversal máxima)	$e(\%)$ excentricidad
M ₅	25° (torsión máxima)	0.91	0.24	7
M ₄		0.84	0.28	7
M ₃		0.90	0.21	7
M ₂		0.89	0.18	7
M ₁		0.82	0.19	7
Promedio		0.88	0.22	7
Propuesta		0.90	0.25	7
M ₅	45° (cortante combinado máximo en ambas direcciones)	0.78	0.87	4
M ₄		0.74	0.90	3
M ₃		0.74	0.86	4
M ₂		0.74	0.84	4
M ₁		0.70	0.82	4
Promedio		0.74	0.86	4
Propuesta		0.80	0.80	4

Tabla 2.12 Cortante longitudinal, transversal y excentricidad cuando se presenta la torsión y el cortante combinado máximos

La propuesta final de aplicar simultáneamente el 80% de la fuerza cortante en ambas direcciones para el caso del cortante combinado máximo se plantea a partir de considerar un valor razonablemente acertado entre los promedios obtenidos para cada dirección (74% en dirección y y 86% en dirección x).



TORSIÓN MÁXIMA



CORTANTE COMBINADO MÁXIMO

Figura 2.16 Propuestas de combinación para edificios con relaciones de esbeltez mayores que 3 según los resultados obtenidos en la prueba experimental

2.8 METODOLOGÍAS DE COMPARACIÓN

2.8.1 Comparación de la propuesta de Tamura con los reglamentos internacionales

La propuesta descrita por Tamura et al. (2013) en el **capítulo 2.6** del presente documento se comparará en el capítulo 4 con las distintas normativas internacionales, así como con la normativa vigente en México, siguiendo la siguiente metodología:

Ya que la propuesta de Tamura et al. (2013) implica la utilización de un factor de combinación γ , siendo γ igual a la relación de esfuerzos producidos por todas las direcciones de influencia del viento con respecto a la dirección longitudinal, este factor γ está pensado a los efectos de simular, a través de un artificio matemático, los elementos mecánicos producto de las cargas transversales y de torsión que ejerce el viento en los elementos estructurales de los edificios, es decir, que es posible evaluar la utilización de este factor γ respetando la forma en que cada reglamento calcula las cargas en dirección longitudinal, y comparando los elementos mecánicos producto de la forma en que cada reglamento combina la fuerza en dirección longitudinal con las demás direcciones, con respecto a la fuerza en dirección longitudinal de cada reglamento, combinada con la fuerza transversal equivalente, utilizando el factor γ , para así obtener diferencias porcentuales, que permitirán determinar qué tan consistente es la propuesta de Tamura et. al (2013) con respecto a la forma en que los distintos reglamentos consideran las cargas transversales y la torsión debidas al viento en edificios. Este planteamiento se muestra en la **figura 2.17**. En ella:

- F_D es la forma original en que cada reglamento considera la fuerza en dirección longitudinal.
- F_L es la forma original en que cada reglamento considera la fuerza en dirección transversal.
- M_T es la forma original en que cada reglamento considera la torsión.
- $F_{L,eq}$ es la fuerza transversal equivalente propuesta por Tamura et al. (2013), dada por:

$$F_{L,eq} = \gamma \cdot F_D \quad (2.164)$$

Siendo γ el factor de combinación descrito en la **sección 2.6.4**, en función de las relaciones geométricas del edificio, para considerar la combinación del efecto del viento en sus distintas direcciones.

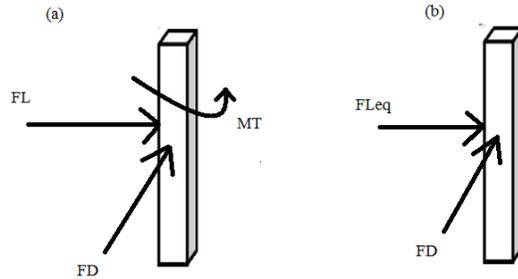


Figura 2.17 Metodología comparativa entre la propuesta de Tamura et al. (2013) y los distintos reglamentos internacionales considerados en la presente investigación. (a) Forma original en que cada reglamento considera las acciones del viento. (b) Forma en que Tamura et. al (2013) proponen considerar las acciones del viento.

Las comparaciones porcentuales se evaluarán en función de los esfuerzos combinados ya sea en tensión (positivos) como en compresión (negativos), utilizando la **ecuación planteada en la sección 2.6.4**, producto únicamente de las acciones del viento, i.e, sin considerar los elementos mecánicos producto de las cargas gravitacionales, obteniéndose la columna que esté sujeta al mayor esfuerzo en el nivel de estudio (es importante señalar que la ecuación planteada en la **sección 2.6.4** no considera el esfuerzo cortante en las columnas, por lo que se hizo una revisión de las diferencias en los resultados finales entre considerar o no el esfuerzo cortante, y se encontró que no hay diferencias, ya que en las comparaciones, el esfuerzo cortante producto de una u otra combinación se sumaría a ambos lados de la igualdad, por lo que el resultado final de incremento o decremento de esfuerzos en términos porcentuales no se ve modificado; por esta razón, se utilizó la ecuación planteada de la **sección 2.6.4** sin modificarla). Finalmente, cabe mencionar que, a los efectos de considerar la variación de esfuerzos en la altura, estos se evaluaron cada **5** niveles lo alto de los modelos (es decir, se evaluaron las columnas más esforzadas de los niveles 1, 5, 10, 15, 20 y 23).

2.8.2 Comparación entre la filosofía de cálculo actual de las NTCV CDMX 2017 y la filosofía de combinación de cargas del viento según las distintas propuestas y reglamentos internacionales

Finalmente, una vez evaluada la ecuación de Tamura et. al (2013) como una propuesta simplificada para cuantificar las acciones del viento en estructuras, se comparará, siguiendo la metodología de evaluación de elementos mecánicos en columnas de la **sección 2.6.4** (es importante señalar que la ecuación planteada en la **sección 2.6.4** no considera el esfuerzo cortante en las columnas, por lo que se hizo una revisión de las diferencias en los resultados finales entre considerar o no el esfuerzo cortante, y se encontró que no hay diferencias, ya que en las comparaciones, el esfuerzo cortante producto de una u otra combinación se sumaría a ambos lados de la igualdad, por lo que el resultado final de incremento o decremento de esfuerzos en términos porcentuales no se ve modificado; por esta razón, se utilizó la ecuación planteada de la **sección 2.6.4** sin modificarla), la filosofía de combinación de las acciones del viento según las distintas normativas internacionales, la propuesta de Tamura y la propuesta planteada por el instituto de ingeniería de la UNAM en la **sección 2.7**, con respecto a la forma actual en que se calculan las acciones del viento en la normativa vigente en la

Ciudad de México. La forma en que se realizará esta comparación se muestra en la **figura 2.18**. En ella:

- $F_{D-NTC2017}$ = Forma actual en que la normativa de la Ciudad de México considera las acciones del viento.
- F_L^* = Cargas transversales calculadas utilizando la filosofía de cálculo del reglamento internacional o propuesta en cuestión, con datos calculados según las NTC 2017.
- M_T^* = Momentos de torsión calculados utilizando la filosofía de cálculo del reglamento internacional o propuesta en cuestión, con datos calculados según las NTC 2017.

Es importante mencionar que tanto para el cálculo de F_L^* como de M_T^* , aunque se utilizó la filosofía de cálculo de cada reglamento internacional en cuestión, i.e. sus fórmulas, se respetaron datos calculados conforme a la normativa de la Ciudad de México (NTC-Viento, 2017), por ejemplo la presión dinámica de base q_H , o la velocidad de diseño, por lo que la intención es obtener porcentajes de diferencias en cuanto a filosofías de diseño, y no en cuanto a valores numéricos.

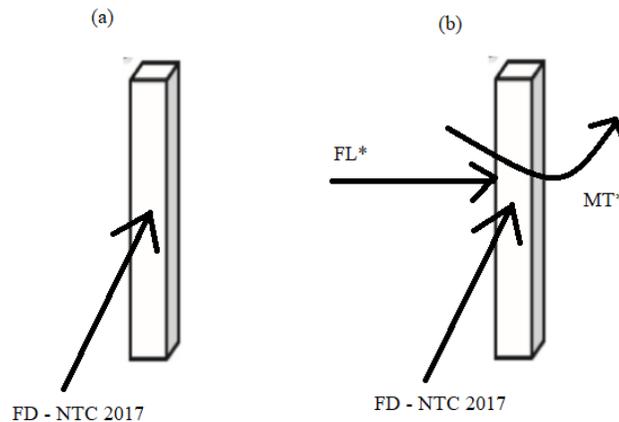


Figura 2.18 Metodología comparativa entre la propuesta actual de la Ciudad de México (NTC-Viento, 2017) y los distintos reglamentos internacionales y propuestas consideradas en la presente investigación. (a) Forma original en que la Ciudad de México considera las acciones del viento (sólo fuerza longitudinal). (b) Forma original en que la Ciudad de México (NTC-Viento, 2017) considera las acciones del viento (sólo fuerza longitudinal) combinado con la filosofía de cálculo con que cada reglamento internacional considera las fuerzas transversales, torsión, y su combinación con las fuerzas longitudinales.

CAPÍTULO III: MODELOS DE ESTUDIO

3.1 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL

El amortiguamiento estructural es una función del tipo de material y el sistema estructural que se utiliza. Para los modelos en estudio (**figura 3.1**), se consideraron edificios de acero estructural de marcos rígidos. Se conoce que el amortiguamiento es proporcional a la demanda estructural, y por lo tanto varía de acuerdo con la intensidad del viento, como se muestra en la **tabla 3.1**.

En ocasiones, al presentarse respuesta en términos de desplazamientos o aceleraciones que son inadecuadas para el correcto funcionamiento de la estructura, es necesario un control de ellas mediante sistemas estructurales adicionales. Tales soluciones consisten principalmente en aislar, rigidizar y/o amortiguar mediante estructuras secundarias, como pueden ser: aisladores de base, contravientos y amortiguadores del tipo viscoso, friccionantes o masas resonantes, estas últimas empleadas de manera más frecuente en el control de efectos eólicos.

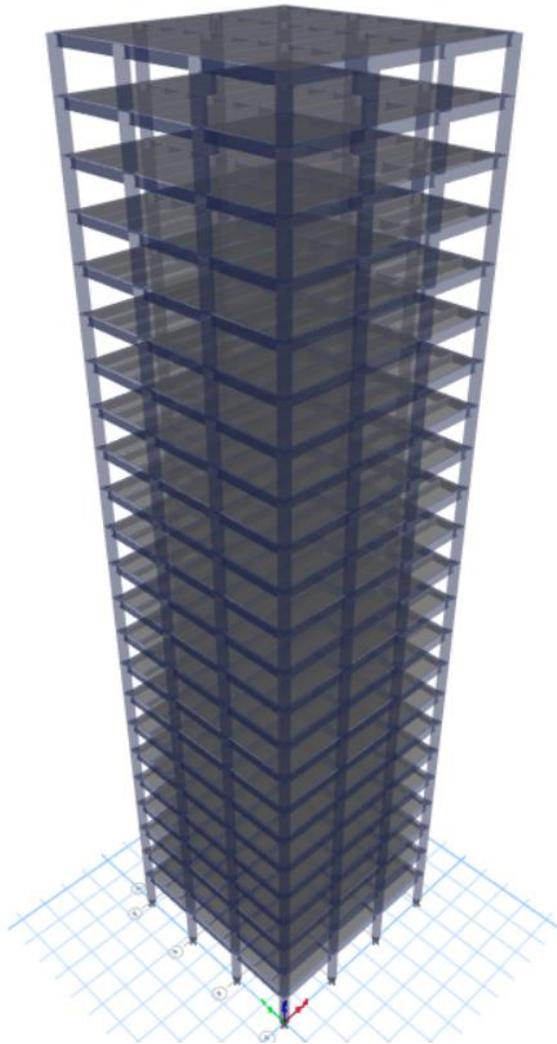


Figura 3.1 Modelo matemático con relación de esbeltez igual a 4

Tabla 3.1 Amortiguamiento en edificios altos, porcentaje del amortiguamiento crítico (Sarkisian, 2012)

Material	Período de retorno del viento			
	1 – 10 años	50 años	100 años	1000 años
Concreto	2%	3%	5%	7%
Acero	1%	2%	3%	4%

Con el objetivo de calcular los efectos dinámicos del viento utilizando el mismo amortiguamiento estructural para todos los reglamentos, se decidió utilizar un porcentaje del amortiguamiento crítico del 1%.

3.2 FUENTE DE MASA

Para considerar la masa de la estructura, se utilizaron las recomendaciones de las NTC CDMX 2017 para uso de oficinas, que establece las cargas mostradas en la **tabla 3.2**, por lo que la fuente de masa para todos los modelos fue la sumatoria del peso propio de los elementos, la carga muerta, y la carga viva accidental.

Tabla 3.2 Cargas gravitacionales aplicadas a los modelos

Carga muerta	kg/m ²	Carga viva	kg/m ²
Losacero ternium 4	220	Uso de oficinas	
Sobrecarga	40	Carga viva máxima	250
Instalaciones y plafón	40	Carga viva accidental	180
Piso y acabados	50		
Muros divisorios y fachada	100		
Subtotal	230		

3.3 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS Y DE SERVICIO

En todos los modelos se verificó que se cumpla con los estados límites últimos de acuerdo a las siguientes combinaciones de carga:

$$1.5CP + 1.3CV_{m\acute{a}xima}$$

$$1.1CP + 1.1CV_{accidental} + 1.1V_{CDMX}$$

En donde CP es la carga permanente, i.e. peso propio más carga muerta, $CV_{m\acute{a}xima}$ es la carga viva máxima, dada en la **tabla 3.2**, $CV_{accidental}$ es la carga viva accidental, dada en la **tabla 3.2**, y V_{CDMX} es la carga de viento, calculada aplicando las NTC CDMX 2017. Es importante mencionar que bajo estados límites últimos los 3 modelos cumplieron holgadamente, ya que las frecuencias naturales de vibración objetivo conllevaron a tener estructuras muy rígidas.

Finalmente, se verificó en los 3 modelos que se las distorsiones máximas de entrepiso no excedieran 0.2%, según el capítulo 7 de la normativa por viento de las NTC-Viento, 2017

3.4 FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRACIÓN LÍMITE

Cada uno de los reglamentos en estudio, según se indicó en el capítulo 2, establecen valores mínimos de frecuencias naturales de vibración para las cuales estos reglamentos son aplicables. En caso de ser menores a estos, se indica que se deben realizar pruebas experimentales. Estos valores son los siguientes:

- Normativa de Estados Unidos, ASCE 7 – 16: No establece un valor mínimo para las frecuencias naturales de vibración.
- Normativa europea, EC 1 EN 1991-1-4:2005: No establece un valor mínimo para las frecuencias naturales de vibración.
- Normativa japonesa, AIJ 2005: Se debe cumplir que $\frac{U_H}{f_{L\&T}\sqrt{BD}} \leq 10$, donde U_H es la velocidad de diseño a la altura H del edificio, B es el ancho del edificio, D es la profundidad del edificio, f_L es la frecuencia natural en dirección transversal y f_T es la frecuencia natural en dirección longitudinal, así como también se debe verificar lo indicado en la sección 6.1.3 (2) del reglamento, relativo a las inestabilidades aeroelásticas.
- Normativa Canadiense, NBCC 2010: La frecuencia natural de vibración en dirección longitudinal debe ser mayor que 0.25 Hz.
- Normativa neozelandesa, AS/NZS 1170.2:2011: Para edificios simétricos, i.e. con frecuencia en dirección longitudinal y transversal que no difieran entre sí más de 10%, la frecuencia natural de vibración debe ser mayor o igual que 0.40 Hz.
- Normativa mexicana, NTCV CDMX 2017: La frecuencia natural de vibración en dirección longitudinal debe ser mayor que 0.20 Hz.

3.5 RESTRICCIONES GEOMÉTRICAS

Las restricciones geométricas que consideran los distintos reglamentos para tomar en consideración cargas transversales y torsión se muestran en la **tabla 3.3**

Tabla 3.3 Restricciones geométricas según cada reglamento, a los efectos de considerar las cargas transversales y la torsión

Parámetro	Normativa
$H \leq 200\text{m}$	EC 1 EN 1991-1-4:2005 AS/NZS 1170.2:2011 NTCV CDMX 2017
$H > 70\text{m}$	AS/NZS 1170.2:2011
$D/B \leq 1.5$	AS/NZS 1170.2:2011
$D \& B < 100\text{m}$	AS/NZS 1170.2:2011
Planta rectangular y uniforme en toda la altura del edificio	AIJ 2005
$H/B \leq 6$	AIJ 2005

3.6 GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS MODELOS

Con base en lo mencionado en los capítulos 3.1, 3.2, 3.3, 3.4 y 3.5, se construyeron los 3 modelos de estudio. Todos se modelaron utilizando como material acero estructural A572Gr50, y consisten en un sistema de marcos rígidos con el objetivo de rigidizar la edificación en ambas direcciones. Se modeló un sistema de entrepiso de losacero, que actúa como un diafragma rígido. Las propiedades geométricas y dinámicas de los modelos se muestran en la **tabla 3.4**.

Tabla 3.4 Geometrías y propiedades dinámicas de los modelos a analizar

Modelo	Alto (H) [m]	Ancho (B) [m]	Profundidad (D) [m]	Relación de esbeltez (H/B)	$f_D[H_z]$	$f_L[H_z]$	$f_T[H_z]$
M ₁	74.4	36	36	2	0.45	0.45	0.54
M ₂	74.4	24	24	3	0.41	0.41	0.49
M ₃	74.4	18	18	4	0.42	0.42	0.54

donde $f_D[H_z]$ es la frecuencia natural de vibración en dirección longitudinal, $f_L[H_z]$ es la frecuencia natural de vibración en dirección transversal y $f_T[H_z]$ es la frecuencia natural de vibración en dirección torsional.

3.7 VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO Y TERRENO DE DESPLANTE

Debido a que los 3 modelos se suponen desplantados en la Ciudad de México, se utilizaron las siguientes velocidades básicas del viento en todos los reglamentos, promediadas a 3s i.e. de ráfaga:

- En los modelos M₁ y M₂, 30 m/s.
- En el modelo M₃, 35 m/s.

Para la adaptación de los tiempos de promediados de las velocidades regionales del viento según las distintas normativas, se utilizó la gráfica C26.5-1 de la normativa ASCE 7, reproducida en la **figura 3.2**, de tal forma que las normativas que tengan tiempos de promediados distintos a 3s, adapten la velocidad regional que se utilizó en México a sus tiempos de promediado estipulados en sus normativas.

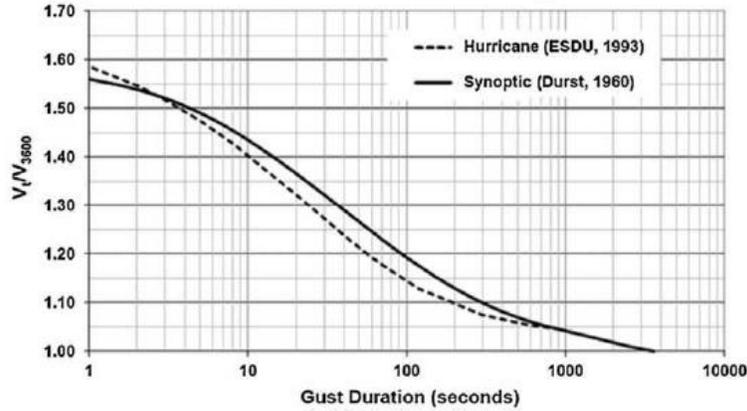


Figura 3.2 Velocidad máxima promediada en un tiempo t (s) a velocidad promediada en una hora (ASCE 7, 2016)

Por otra parte, los 3 modelos se suponen desplantados sobre terreno prácticamente plano, y en una zona urbana. Esto equivale a las categorías de exposición mostradas en la **tabla 3.5**, según cada reglamento.

Tabla 3.5 Categorías de exposición utilizadas según cada reglamento

Reglamento	Categoría de exposición
ASCE 7 – 16	B
EC 1 EN 1991-1-4:2005	IV
AIJ 2005	IV
NBCC 2010	Rugoso
AS/NZS 1170.2:2011	3
NTCV CDMX 2017	R3

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con base en la metodología de comparación descrita en el **capítulo 2.8**, se comparó la forma en que los distintos reglamentos consideran las cargas transversales, la torsión, y las combinan con la fuerza longitudinal, con respecto a la forma en que Tamura et. al (2013) proponen como combinación de las acciones del viento. Finalmente, se comparó la propuesta de combinación de cargas de Tamura y de los demás reglamentos, con respecto a la consideración actual de la normativa mexicana (únicamente considerar la carga longitudinal).

4.1 COMPARACIÓN DE LA PROPUESTA DE TAMURA CON LOS REGLAMENTOS INTERNACIONALES

Los resultados se muestran en la **tabla 4.4 y 4.5**, como un porcentaje promedio de la variación en los esfuerzos de las columnas más esforzadas en los niveles 1, 5, 10, 15, 20 y 23, para las diferentes relaciones de esbeltez de los modelos analizados. Los valores negativos indican que, con la propuesta de combinación de Tamura, los esfuerzos fueron menores que los esfuerzos producto de la combinación crítica original de cada reglamento. Así mismo, las **tablas 4.1 a 4.3** muestran la combinación original crítica de cada reglamento que gobernó el cálculo del esfuerzo máximo.

Los porcentajes de diferencia tanto en tensión como en compresión son prácticamente iguales, debido a que los 3 modelos son simétricos con respecto a sus 2 ejes principales. También, se observa que las diferencias promedio entre todos los modelos oscilan mayormente entre 5 – 15%, con excepción del reglamento europeo y el neozelandés.

Con respecto al reglamento europeo EC 1 – 2005, se calculó que los esfuerzos utilizando la propuesta de Tamura et. al son en promedio 42% mayores. Esto tiene su fundamento en que la combinación de carga crítica del reglamento europeo fue únicamente la aplicación del 100% de la carga longitudinal, en tanto que la propuesta de Tamura consideró la aplicación de una carga transversal equivalente entre 35% y 46% de la carga longitudinal para los modelos en estudio, por lo que se obtuvieron momentos de flexión alrededor del eje longitudinal de cada columna, así como una carga axial mayor a la considerada si solo se aplica la carga longitudinal, obteniendo así esfuerzos combinados significativamente mayores.

Por otra parte, las diferencias con respecto al reglamento neozelandés se explican en que la combinación de la carga longitudinal y transversal que gobernó en los edificios con relación de esbeltez de 3 y 4 es altamente crítica (corresponde a aplicar la combinación descrita en la **tabla 2.7, paso 7: acción dinámica total combinada**), ya que prácticamente considera los efectos del viento en ambas direcciones con sus valores máximos simultáneamente, lo cual no se ha observado en pruebas experimentales en túnel de viento, debido a que ambas componentes del viento no poseen correlación y no ocurren simultáneamente en sus valores máximos a la vez (en la **sección 2.6.1** de la presente investigación, se indicó que, según las investigaciones de Tamura et. al, se produce alrededor del 60% de la fuerza longitudinal máxima cuando se produce la fuerza transversal máxima, pero no ocurren ambas en sus valores máximos simultáneamente).

Por otra parte, de forma global con respecto a todos los reglamentos internacionales, se obtienen porcentaje de diferencias de esfuerzos de +2.5% (-7.5% si no se toma en cuenta el reglamento EC 1 2005), por lo que se puede decir que la propuesta de Tamura es satisfactoria a los efectos de evaluar

las cargas de torsión y transversales inducidas por el viento en edificios, en comparación con los códigos internacionales utilizados en la presente investigación, ajustándose más a las normativa de Estados Unidos (ASCE 7 – 16) y Canadá (NBCC 2010), teniendo ciertas variaciones respecto al reglamento de Japón (AIJ 2005) para el edificio con relación de esbeltez de 4, y teniendo variaciones más pronunciadas respecto al reglamento europeo (EC 1 2005) y neozelandés (AS/NZS 2011).

Finalmente, es importante mencionar que cada reglamento considera una filosofía de combinación distinta, por lo que evaluar una metodología que se adapte a cada uno de ellos no es posible, ya que, al adaptarse una metodología a un reglamento, probablemente signifique diferir con respecto a otro.

Tabla 4.1 Combinaciones de carga críticas resultantes para el edificio con relación de esbeltez de 2 según cada reglamento internacional

Reglamento	Combinación crítica
ASCE 7 – 16	Caso 3: 75% de la carga longitudinal aplicada simultáneamente en ambos ejes principales de la estructura.
EC 1 2005	Carga longitudinal aplicada al 100%, sin considerar torsión (el reglamento no especifica considerar cargas transversales).
AIJ 2005	Carga longitudinal aplicada al 100%, y un porcentaje de la carga longitudinal aplicada en sentido transversal, como una función de la relación en planta del edificio (combinación de Tamura).
NBCC 2010	Caso 3: 75% de la carga longitudinal aplicada simultáneamente en ambos ejes principales de la estructura.
NZS 2011	Carga longitudinal aplicada al 100%, en conjunto con una torsión basada en una excentricidad de la carga longitudinal de 0.2B (B= ancho del edificio, perpendicular a la dirección del viento)

Tabla 4.2 Combinaciones de carga críticas resultantes para el edificio con relación de esbeltez de 3 según cada reglamento internacional

Reglamento	Combinación crítica
ASCE 7 – 16	Caso 3: 75% de la carga longitudinal aplicada simultáneamente en ambos ejes principales de la estructura.
EC 1 2005	Carga longitudinal aplicada al 100%, sin considerar torsión (el reglamento no especifica considerar cargas transversales).
AIJ 2005	Combinación 2 de la tabla A6.24 del reglamento, que resultó en aplicar 64% de la carga longitudinal combinada con el 100% de la carga transversal y 57% de la torsión.
NBCC 2010	Caso 3: 75% de la carga longitudinal aplicada simultáneamente en ambos ejes principales de la estructura.
NZS 2011	Carga longitudinal combinada con carga transversal, según la combinación de acción dinámica total de la normativa.

Tabla 4.3 Combinaciones de carga críticas resultantes para el edificio con relación de esbeltez de 4 según cada reglamento internacional

Reglamento	Combinación crítica
ASCE 7 – 16	Caso 3: 75% de la carga longitudinal aplicada simultáneamente en ambos ejes principales de la estructura.
EC 1 2005	Carga longitudinal aplicada al 100%, sin considerar torsión (el reglamento no especifica considerar cargas transversales).
AIJ 2005	Combinación 2 de la tabla A6.24 del reglamento, que resultó en aplicar 63% de la carga longitudinal combinada con el 100% de la carga transversal y 55% de la torsión.
NBCC 2010	Caso 3: 75% de la carga longitudinal aplicada simultáneamente en ambos ejes principales de la estructura.
NZS 2011	Carga longitudinal combinada con carga transversal, según la combinación de acción dinámica total de la normativa.

Tabla 4.4 Promedio en diferencia de esfuerzos combinados en tensión, entre la propuesta de combinación de Tamura et. al y la forma en que cada reglamento combina originalmente las acciones del viento

Edificio	ASCE 7-16	EC1-2005	AIJ 2005	NBCC 2010	NZS 2011	Promedio
H/B = 2	-10%	35%	0%	-10%	-9%	1%
H/B = 3	-3%	46%	6%	-3%	-16%	5%
H/B = 4	-2%	46%	-5%	-3%	-24%	1%

Tabla 4.5 Promedio en diferencia de esfuerzos combinados en compresión, entre la propuesta de combinación de Tamura et. al y la forma en que cada reglamento combina originalmente las acciones del viento

Edificio	ASCE 7-16	EC1-2005	AIJ 2005	NBCC 2010	NZS 2011	Promedio
H/B = 2	-10%	35%	0%	-10%	-8%	2%
H/B = 3	-3%	46%	7%	-3%	-15%	5%
H/B = 4	-2%	46%	-4%	-3%	-24%	1%

4.2 COMPARACIONES DE LAS PROPUESTAS Y NORMATIVAS INTERNACIONALES CON RESPECTO A LA NORMATIVA MEXICANA

Con base en el procedimiento descrito en la **sección 2.8.2**, se comparó la forma actual en que la normativa mexicana considera las cargas debidas al viento en edificios, i.e. únicamente la carga longitudinal, con respecto a su combinación con las demás acciones del viento (cargas transversales y de torsión) según las filosofías de cálculo y combinación de los demás reglamentos internacionales, la propuesta de Tamura et. al (2013) y la propuesta de la presente investigación según los resultados obtenidos en la prueba experimental de Guzmán-Solís et. al (2020), manteniendo algunos datos obtenidos según las NTC 2017, por ejemplo, la presión dinámica de base q_H , o la velocidad de diseño del viento, en caso que sean necesarias, es decir, se establecieron combinaciones de carga del viento como un híbrido entre la normativa mexicana y las demás propuestas y reglamentos internacionales. Los resultados de variación de esfuerzos combinados en tensión y compresión promedios en las columnas para los edificios con las diferentes relaciones de esbeltez analizados en la presente investigación se muestran de forma tabulada en las **tablas 4.6 y 4.7** así como también de forma gráfica en las **figuras 4.1 a 4.6**, donde valores positivos indican que con las combinaciones híbridas se obtuvieron esfuerzos mayores en las columnas con relación a la carga original de las NTC 2017. En estas tablas y gráficas:

- ASCE 7-16-1: Caso de carga 1 de la ASCE 7-16, que corresponde a aplicar el 100% de la carga longitudinal.
- ASCE 7-16-2: Caso de carga 2 de la ASCE 7-16, que corresponde a aplicar el 75% de la carga longitudinal, a una excentricidad del 15%.
- ASCE 7-16-3: Caso de carga 3 de la ASCE 7-16, que corresponde a aplicar el 75% de la carga longitudinal en ambas direcciones simultáneamente.
- ASCE 7-16-4: Caso de carga 4 de la ASCE 7-16, que corresponde a aplicar el 56.3% de la carga longitudinal en ambas direcciones simultáneamente, a una excentricidad del 15%.
- EC1-2005-1: Caso de carga 1 del euro código 2005, que corresponde a aplicar el 100% de la carga longitudinal.
- EC1-2005-2: Caso de carga 2 del euro código 2005, que corresponde a aplicar el 50% de la carga longitudinal en barlovento a una excentricidad del 17%, y el 100% de la carga longitudinal en sotavento (caso de torsión del euro código estándar).
- EC1-2005-3: Caso de carga 3 del euro código 2005, que corresponde a aplicar el 50% de la carga longitudinal, a una excentricidad del 17% (caso de torsión del euro código de Reino Unido).
- AIJ 2005: Combinación del reglamento AIJ 2005, para edificios con relación de esbeltez menor que 3 (igual a la propuesta de Tamura).
- AIJ-2005-1: Caso de carga 1 del reglamento AIJ 2005, según lo indicado en la **tabla 2.4** de la presente investigación.
- AIJ-2005-2: Caso de carga 2 del reglamento AIJ 2005, según lo indicado en la **tabla 2.4** de la presente investigación.
- AIJ-2005-3: Caso de carga 3 del reglamento AIJ 2005, según lo indicado en la **tabla 2.4** de la presente investigación.
- NBCC-2010-1: Caso de carga 1 de la NBCC 2010, que corresponde a aplicar el 100% de la carga longitudinal.

- NBCC-2010-2: Caso de carga 2 de la NBCC 2010, que corresponde a aplicar el 50% de la carga longitudinal, a una excentricidad del 25%.
- NBCC-2010-3: Caso de carga 3 de la NBCC 2010, que corresponde a aplicar el 75% de la carga longitudinal en ambas direcciones simultáneamente.
- NBCC-2010-4: Caso de carga 4 de la NBCC 2010, que corresponde a aplicar el 56.3% de la carga longitudinal en ambas direcciones simultáneamente, y un momento de torsión igual a la carga longitudinal en un sentido, a una excentricidad del 9.4%.
- AS/NZS-2011-1: Caso de carga 1 de la AS/NZS 2011, que corresponde a aplicar el 100% de la carga longitudinal en un sentido, a una excentricidad del 20%
- AS/NZS-2011-2: Caso de carga 2 de la AS/NZS 2011, que corresponde a aplicar la combinación descrita en la **tabla 2.7, paso 7** (acción dinámica total combinada).
- iiUNAM-T: Combinación propuesta según los resultados de la prueba experimental llevada a cabo por Guzmán Solís et al. (2020) en el instituto de ingeniería de la UNAM, para evaluar la combinación cuando se presenta la torsión máxima.
- iiUNAM-V: Combinación propuesta según los resultados de la prueba experimental llevada a cabo por Guzmán Solís et al. (2020) en el instituto de ingeniería de la UNAM, para evaluar la combinación cuando se presenta el cortante combinado máximo.

Tabla 4.6 Diferencia porcentual de esfuerzos a tensión en columnas entre la propuesta de las NTC 2017 y combinaciones híbridas entre las NTC 2017 y las demás propuestas normativas

Edificio	ASCE7-16-1	ASCE7-16-2	ASCE7-16-3	ASCE7-16-4	EC1-2005-1	EC1-2005-2	EC1-2005-3
H/B=2	0%	3%	50%	31%	0%	-20%	-29%
H/B=3	0%	0%	51%	28%	0%	-21%	-31%
H/B=4	0%	-4%	50%	20%	0%	-23%	-34%

Edificio	AIJ 2005	AIJ-2005-1	AIJ-2005-2	AIJ-2005-3	NBCC-2010-a)	NBCC-2010-b)	NBCC-2010-c)
H/B=2	35%	-	-	-	0%	-19%	50%
H/B=3	-	36%	56%	24%	0%	-22%	51%
H/B=4	-	50%	87%	44%	0%	-27%	50%

Edificio	NBCC-2010-d)	NZS-2011-1	NZS-2011-2	Tamura	iiUNAM(T)	iiUNAM(V)
H/B=2	19%	50%	-	35%	-	-
H/B=3	17%	44%	86%	46%	18%	62%
H/B=4	14%	37%	115%	46%	17%	60%

Tabla 4.7 Diferencia porcentual de esfuerzos a compresión en columnas entre la propuesta de las NTC 2017 y combinaciones híbridas entre las NTC 2017 y las demás propuestas normativas

Edificio	ASCE7-16-1	ASCE7-16-2	ASCE7-16-3	ASCE7-16-4	EC1-2005-1	EC1-2005-2	EC1-2005-3
H/B=2	0%	4%	54%	36%	0%	-19%	-28%
H/B=3	0%	1%	50%	36%	0%	-20%	-30%
H/B=4	0%	-4%	50%	20%	0%	-23%	-34%

Edificio	AIJ 2005	AIJ-2005-1	AIJ-2005-2	AIJ-2005-3	NBCC-2010-a)	NBCC-2010-b)	NBCC-2010-c)
H/B=2	35%	-	-	-	0%	-17%	54%
H/B=3	-	46%	66%	29%	0%	-21%	50%
H/B=4	-	49%	86%	42%	0%	-27%	50%

Edificio	NBCC-2010-d)	NZS-2011-1	NZS-2011-2	Tamura	iiUNAM(T)	iiUNAM(V)
H/B=2	23%	52%	-	35%	-	-
H/B=3	24%	47%	100%	46%	25%	62%
H/B=4	14%	37%	115%	46%	18%	60%

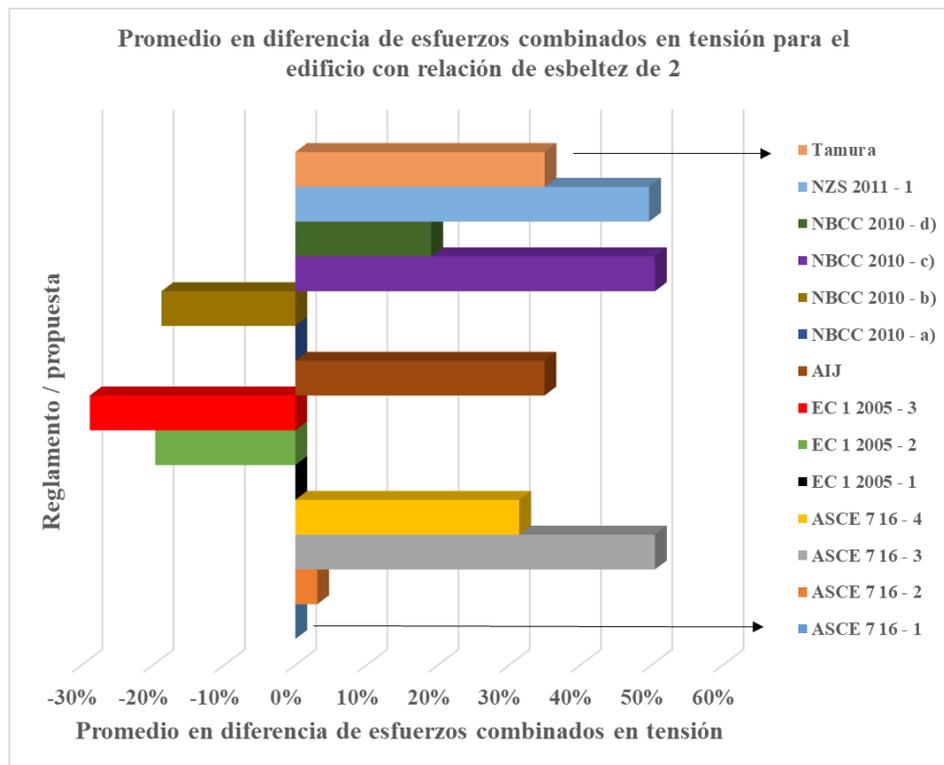


Figura 4.1 Promedio en diferencia de esfuerzos combinados en tensión para el edificio con relación de esbeltez de 2, analizando las combinaciones de carga híbridas

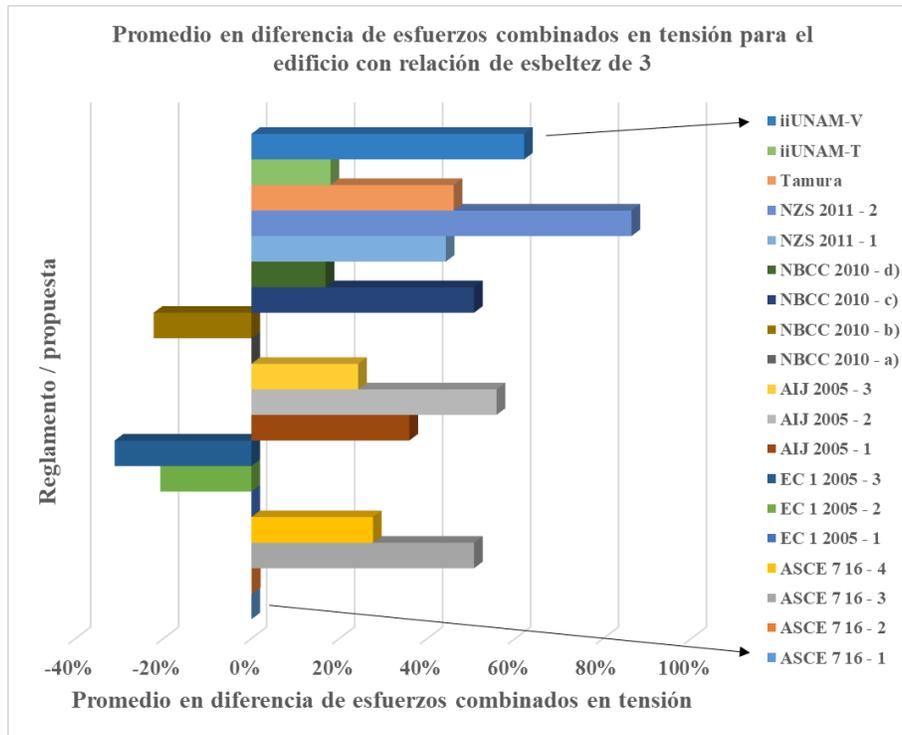


Figura 4.2 Promedio en diferencia de esfuerzos combinados en tensión para el edificio con relación de esbeltez de 3, analizando las combinaciones de carga híbridas

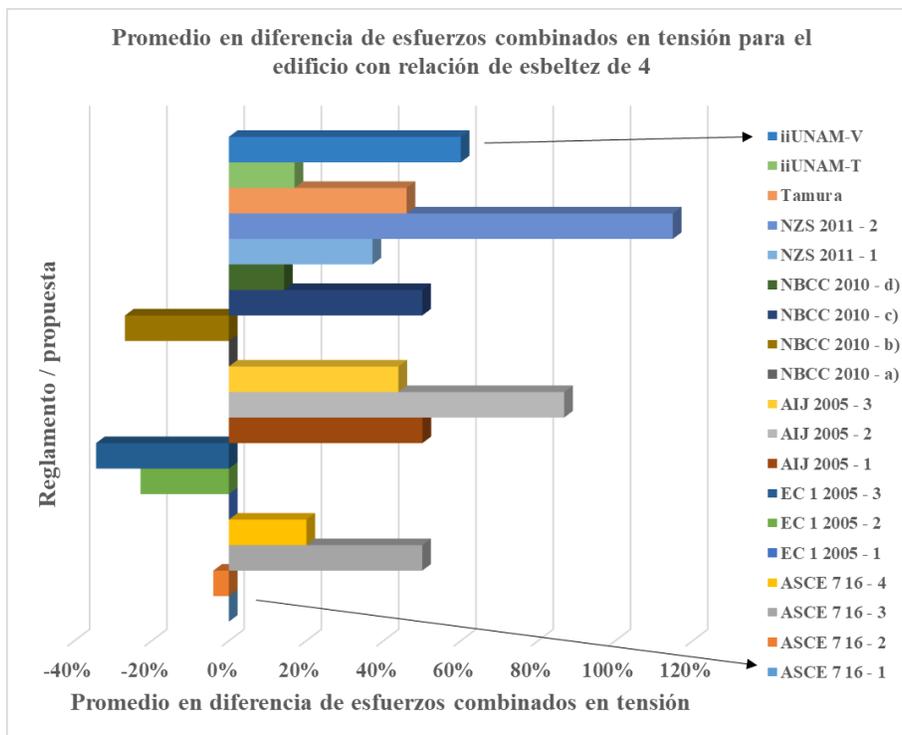


Figura 4.3 Promedio en diferencia de esfuerzos combinados en tensión para el edificio con relación de esbeltez de 4, analizando las combinaciones de carga híbridas

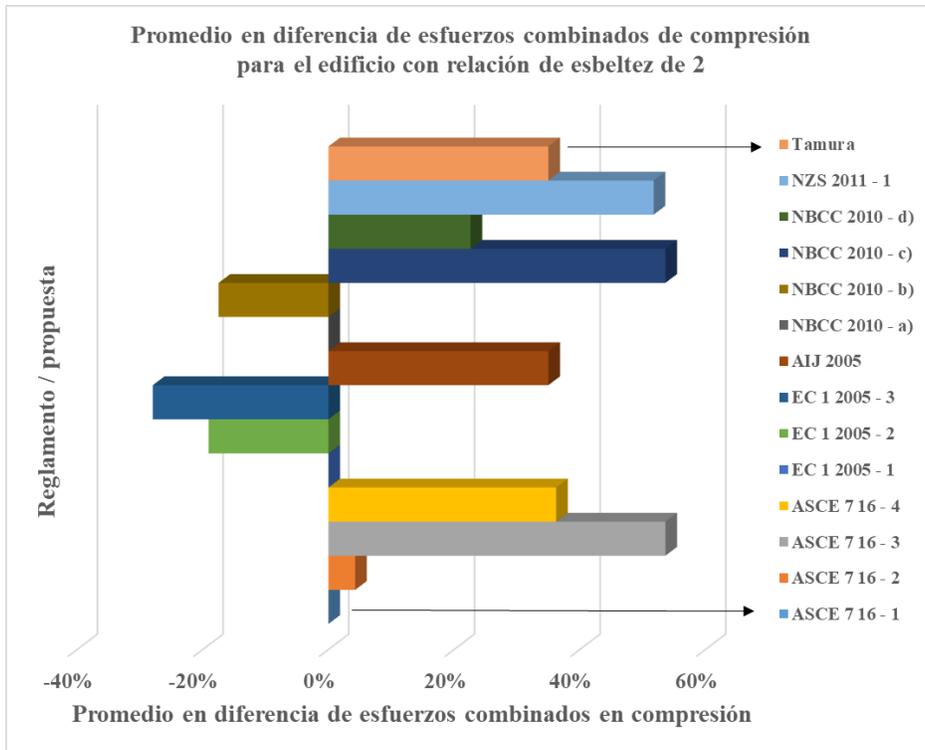


Figura 4.4 Promedio en diferencia de esfuerzos combinados en compresión para el edificio con relación de esbeltez de 2, analizando las combinaciones de carga híbridas

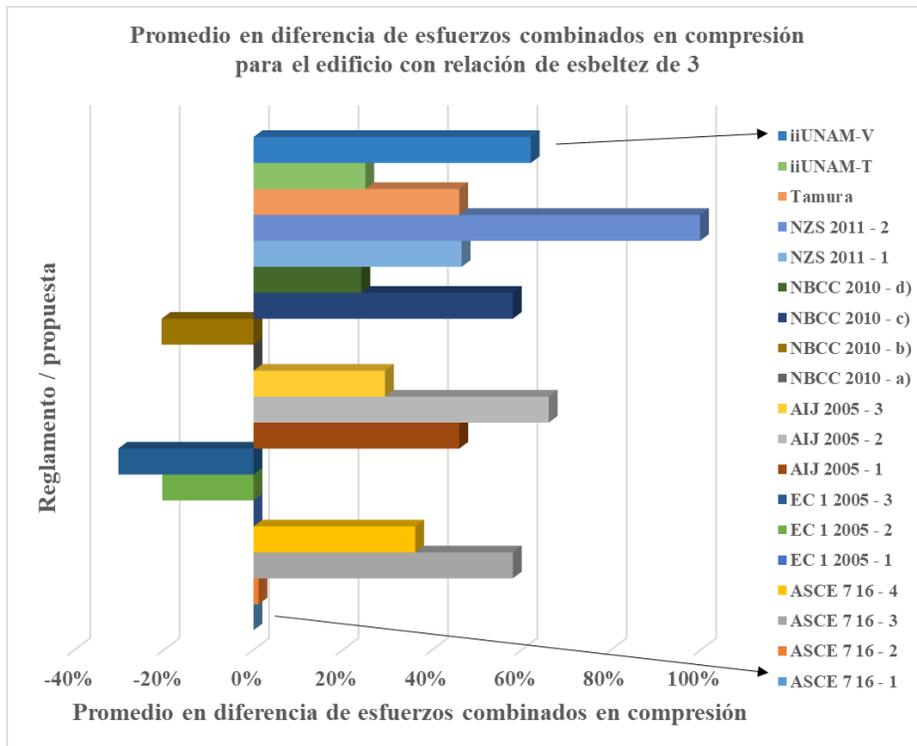


Figura 4.5 Promedio en diferencia de esfuerzos combinados en compresión para el edificio con relación de esbeltez de 3, analizando las combinaciones de carga híbridas

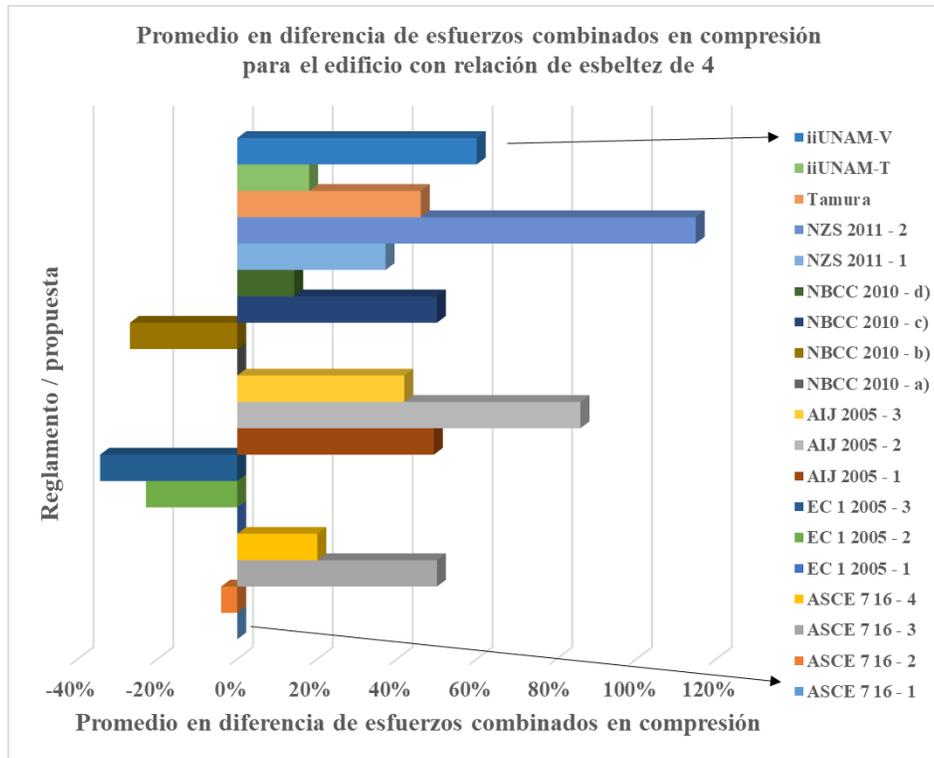


Figura 4.6 Promedio en diferencia de esfuerzos combinados en compresión para el edificio con relación de esbeltez de 4, analizando las combinaciones de carga híbridas

Se observa lo siguiente:

- i) Con relación a la normativa ASCE 7 (Estados Unidos):

Los casos de carga críticos en los 3 modelos fueron el caso 3 (75% de la carga longitudinal aplicado en ambos sentidos simultáneamente, i.e. longitudinal y transversal), y el caso 4 (56.25% de la carga longitudinal aplicado en ambos sentidos simultáneamente, a una excentricidad del 15%), llegándose a obtener diferencias de hasta +50% en los esfuerzos con relación a la combinación original de la normativa NTC 2017. Este procedimiento es especialmente práctico para fines de diseño, ya que son combinaciones simplificadas para tener en cuenta las acciones del viento en sus distintas direcciones. Así mismo, las diferencias de esfuerzos son parecidas a las que encontraron Tamura et. al cuando analizaron las variaciones si solo se toma en cuenta la carga longitudinal, comparado con tomar en cuenta las demás direcciones del viento (en dicha investigación, encontraron una variación del orden de +30 hasta +65%).

ii) Con relación a la normativa EC 1 2005 (Europa):

Se observa que las combinaciones 2 (50% de la carga longitudinal en barlovento a una excentricidad del 17%, y el 100% de la carga longitudinal en sotavento [caso de torsión del euro código estándar]) y 3 (50% de la carga longitudinal, a una excentricidad del 17% [caso de torsión del euro código de Reino Unido]) producen esfuerzos menores que la combinación original de las NTC 2017, i.e. aplicar el 100% de la carga longitudinal, debido a la alta reducción de la carga longitudinal, y la no consideración de cargas transversales, por lo que aplicar estas combinaciones no sería crítico.

iii) Con relación a la normativa AIJ 2005 (Japón):

Vemos que se obtienen diferencias de esfuerzos de +35% para el edificio con relación de esbeltez de 2, y entre +24 y +87% para el edificio con relación de esbeltez de 4 en sus distintas combinaciones de carga. Este reglamento es el que toma en cuenta una mayor cantidad de parámetros al momento de calcular las cargas cuando los edificios tienen relaciones de esbeltez mayores o iguales que 3, por ejemplo forma modal, relación de esbeltez, frecuencias de vibración, cálculo de la torsión y cargas transversales como consecuencia del fenómeno de desprendimiento de vórtices alternantes, correlación entre torsión y vibraciones transversales, masas generalizadas, constantes de los espectros de fuerza, constantes de aceleración angular, entre otros, por lo que, con base en lo indagado en la presente investigación, se piensa que es la propuesta más completa pero así mismo compleja para edificios con relaciones de esbeltez mayores o iguales que 3. Sin embargo, las fórmulas planteadas probablemente no sean de fácil aplicación en una normatividad, y se tiene el riesgo de que se apliquen de forma inadecuada, por lo que, a pesar de ser la propuesta más completa, se dice que es la más compleja y riesgosa de aplicación. Finalmente, existe la incertidumbre de si estos porcentajes de diferencia con respecto a aplicar únicamente la carga longitudinal de hasta +87% son o no excesivos, es decir, que el procedimiento normativo de la AIJ para edificios con relación de esbeltez mayor que 3 sobre estime esfuerzos, ya que en las investigaciones de Tamura et. al (2013) encontraron en sus pruebas experimentales que el incremento de esfuerzos al tomar en consideración todas las direcciones del viento con respecto a solo tomar la carga longitudinal es del orden de +50 - +65%, por lo que podría ser que la normativa AIJ 2005 sobre estime los esfuerzos en ciertas condiciones geométricas y/o bajo ciertas propiedades dinámicas de edificios.

iv) Con relación a la normativa NBCC 2010 (Canadá):

Los resultados obtenidos son muy similares a los observados con relación a la normativa ASCE 7 2016, ya que la combinación crítica c) (75% de la carga longitudinal en ambas direcciones simultáneamente) es el mismo que en el caso de la normativa ASCE 7 2016, sin embargo, existe una mayor reducción de la fuerza longitudinal cuando se aplican las combinaciones que consideran la torsión máxima, por lo que los esfuerzos fueron menores en estas combinaciones, comparados con la normativa ASCE 7 2016. La diferencia de esfuerzos máxima observada para la combinación crítica, con respecto a la combinación original de la normativa NTC 2017, fue de +50%.

v) Con relación a la normativa AS/NZS 2011 (Nueva Zelanda):

Vemos que, para el edificio con relación de esbeltez de 2, es aplicable la combinación por torsión, que significa un incremento de esfuerzos con respecto a la combinación original de las NTC 2017 de hasta un +50%. Como se mencionó en la **sección 2.5**, este reglamento considera la torsión en edificios con altura mayor que 70 m, pero no se indica una relación de esbeltez límite, y se ha observado en pruebas experimentales que conforme la relación de esbeltez aumenta, la correlación entre fuerza longitudinal y torsión disminuye, por lo que, en ciertos casos, esta normativa podría estar sobre estimando esfuerzos al aplicar esta combinación.

Por otra parte, para la combinación de acción dinámica total, se tienen diferencias en esfuerzos de hasta +115%, lo cual se explica ya que esta combinación prácticamente equivale a considerar las cargas transversales y longitudinales simultáneamente en sus valores máximos, lo cual no se ha observado que ocurra en pruebas experimentales (se ha observado que ocurre alrededor del 60% de la carga longitudinal cuando ocurre la carga transversal máxima [Tamura, 2013]), por lo que los esfuerzos con esta combinación podrían estarse sobre estimando, sobre todo si se considera también que esta combinación no toma en cuenta la torsión (es decir que, si la considerase, se tendrían variaciones aún mayores).

También es interesante notar que, si se tuviese un edificio con frecuencia de vibración mayor que 1 Hz y altura menor que 70m, el reglamento neozelandés únicamente indica que se deben considerar cargas longitudinales, lo cual significa una subestimación importante de las cargas del viento con relación a las demás propuestas normativas.

Finalmente, es importante mencionar que el cálculo de las cargas transversales en la normativa neozelandesa está acotado a geometrías y velocidades reducidas limitadas (relaciones alto: ancho: largo [h:b:d] entre 3:1:1, 6:1:1, 6:2:1 y 6:1:2; y velocidades reducidas en algunos casos mayores que 3, lo cual no se logra siempre para velocidades básicas de 30 m/s que se dan en la normativa mexicana NTC 2017), por lo que para una cantidad considerable de configuraciones estructurales y condiciones del viento, su método para calcular cargas transversales no es aplicable, así como también la torsión no es aplicable cuando la relación en planta es mayor que 1.5. Más allá de eso, sería necesaria la realización de pruebas experimentales en túnel de viento.

vi) Con relación a la combinación de Tamura:

Las variaciones en esfuerzos son de +35% para edificios con relación de esbeltez menor que 3, y de +46% para edificios con relación de esbeltez mayor que 3. Estos resultados son consistentes con las observaciones realizadas por Tamura et. al (2013), tal y como se explica en la **sección 2.7**. La metodología es atractiva para fines normativos, ya que es especialmente práctica, aunque no calcula la torsión, sino que la considera implícita en la carga transversal equivalente.

- vii) Con relación a la combinación producto de la investigación realizada por Guzmán-Solis et al. (2020) en el túnel de viento del instituto de ingeniería de la UNAM

Para la propuesta que considera la torsión máxima, los incrementos en los esfuerzos fueron del orden de +20%, que es similar (aunque inferior en cuanto a esfuerzos producidos en la estructura) a la combinación para considerar la torsión máxima según la normativa ASCE 7 de Estados Unidos; y para la propuesta que considera el cortante combinado en ambas direcciones máximo, los incrementos fueron del orden de +60%, siendo esta última combinación la más crítica, observándose también que el incremento de esfuerzos es consistente con las observaciones en las pruebas experimentales de Tamura et. al (**ver tabla 2.9**). Estas propuestas son así mismas prácticas para fines normativos, ya que la torsión y las cargas transversales se obtienen como una función de la carga longitudinal. Finalmente, es importante recordar que esta investigación fue realizada en modelos rígidos de edificios con relaciones de esbeltez entre 3 y 5.

CAPÍTULO V: PROPUESTA NORMATIVA PARA COMBINAR LAS ACCIONES DEL VIENTO (LONGITUDINAL, TRANSVERSAL Y TORSIÓN) PARA EDIFICIOS EN MÉXICO

Teniendo en cuenta que una propuesta normativa debe ser sobre todo sencilla de aplicación, práctica, y también debe ofrecer una buena aproximación a los efectos de tomar en cuenta los fenómenos físicos que están relacionados con las cargas que induce el viento en edificios, y con base en lo estudiado y los resultados analíticos obtenidos en la presente investigación, se piensa que una propuesta práctica reglamentaria para considerar las acciones longitudinales, transversales y de torsión inducidas por el viento en edificios sería la siguiente:

- Se debe considerar la acción del viento en las 4 direcciones ortogonales principales del edificio, es decir, que la fuerza longitudinal “ F_L ” actúe en un ángulo de 0° , 90° , 180° y 270° . Estas direcciones se ven reflejadas en la **figura 5.1**

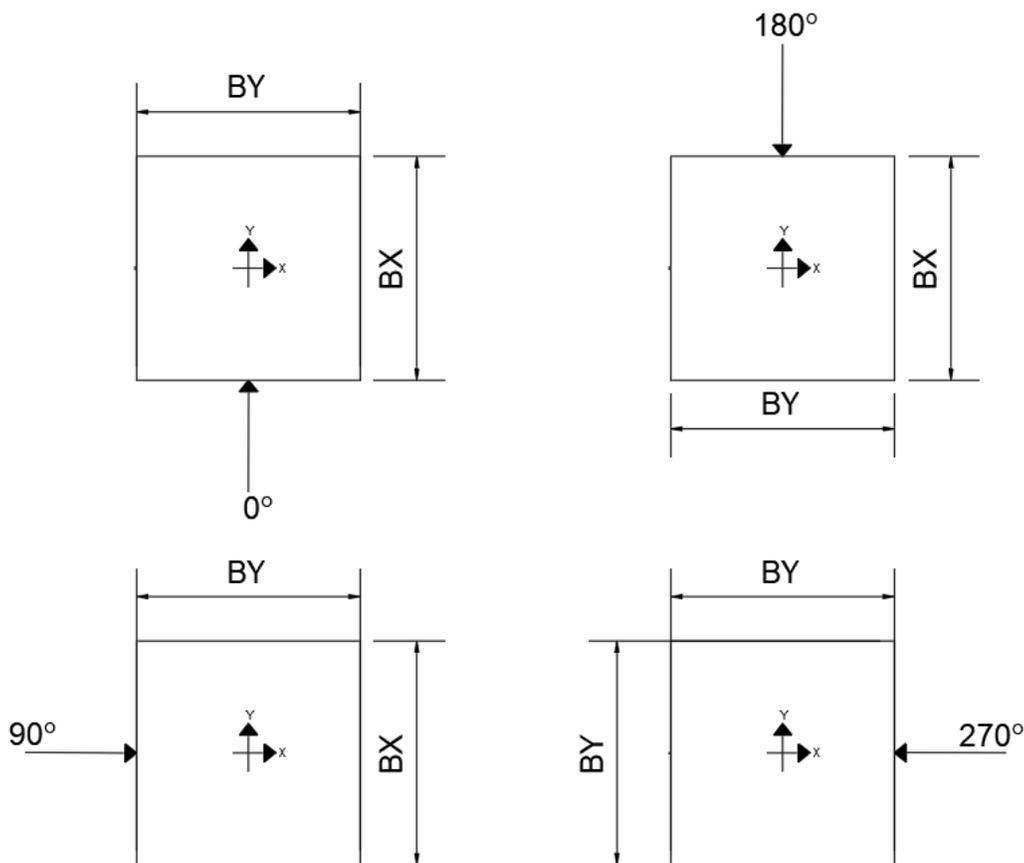


Figura 5.1 Direcciones en que se deben considerar las acciones del viento en la propuesta normativa para México

Por otra parte, en las siguientes combinaciones, F_{LX} y F_{LY} es la fuerza longitudinal ejercida por el viento a la altura z , calculada como la suma algebraica de la fuerza producto de la presión en la cara

de barlovento y la fuerza producto de la presión en la cara de sotavento en las direcciones principales X y Y , respectivamente.

5.1 SI LA EDIFICACIÓN TIENE UNA RELACIÓN DE ESBELTEZ MENOR QUE 3

- Combinación 1: Fuerza longitudinal aplicada al 100%. Esta es la consideración actual de la normativa mexicana.
- Combinación 2: Aplicar 100% de la carga longitudinal (FL_y), y una carga transversal equivalente igual a $0.35(B_x/B_y)$ veces la carga longitudinal, donde B_x = largo del edificio, paralelo a la dirección del viento, y B_y = ancho del edificio, perpendicular a la dirección del viento. Esta combinación corresponde a la combinación de Tamura et. al (2013), que es la misma que la combinación del reglamento AIJ desde su versión de 1993. Esta combinación está pensada a los efectos de evaluar la combinación crítica.
- Combinación 3: Aplicar el 75% de la carga longitudinal calculada en ambos ejes principales, de forma simultánea. Esto equivale al caso de carga c) de la normativa NBCC 2010 y al caso de carga 3) de la normativa ASCE 7 – 16. Esta combinación está pensada a los efectos de evaluar el caso en que la carga transversal domina el diseño.
- Combinación 4: Aplicar el 57% de la carga longitudinal calculada en ambos ejes principales, de forma simultánea, ambas a una excentricidad de $\pm 15\%$ con respecto al centro geométrico del edificio si el edificio tiene una frecuencia natural mayor que $1H_z$, y de $\pm 18\%$ si el edificio tiene una frecuencia natural menor que $1H_z$. Esto equivale a una adaptación del caso 4) de la normativa ASCE 7 – 16. Esta combinación está pensada a los efectos de evaluar el caso en que la torsión es máxima.

Estas 4 combinaciones se ilustran en la **figura 5.2**, para el caso del viento aplicado a 0° .

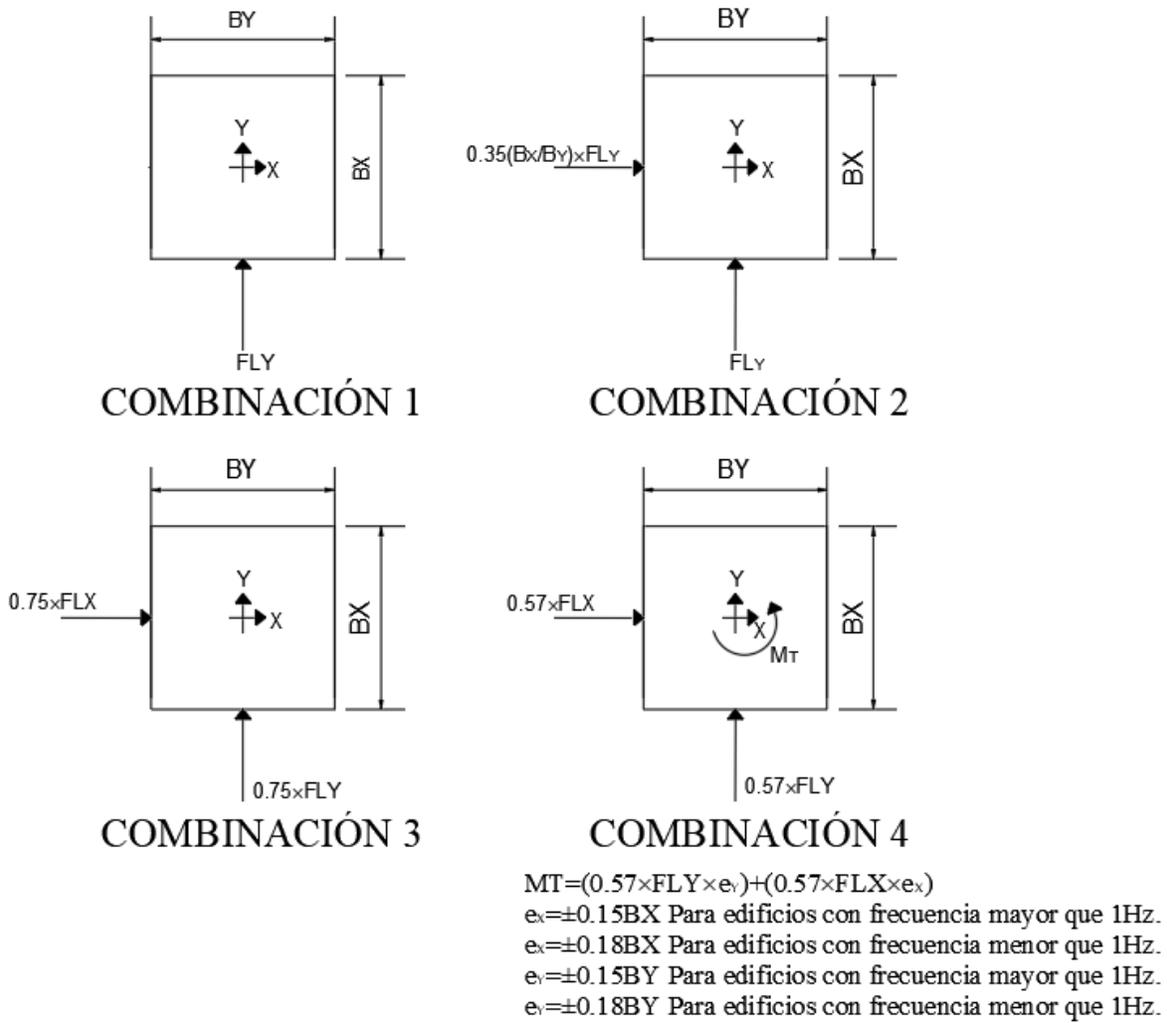


Figura 5.2 Combinaciones de carga propuestas para la normativa mexicana, aplicable a edificios con relación de esbeltez menor que 3.

5.2 SI LA EDIFICACIÓN TIENE UNA RELACIÓN DE ESBELTEZ MAYOR O IGUAL QUE 3:

- Combinación 1: Fuerza longitudinal aplicada al 100%. Esta es la consideración actual de la normativa mexicana.
- Combinación 2: Aplicar 100% de la carga longitudinal (FL_y), y una carga transversal equivalente igual a $0.46(B_x/B_y)^{1.4}$ veces la carga longitudinal, donde B_x = largo del edificio, paralelo a la dirección del viento, y B_y = ancho del edificio, perpendicular a la dirección del viento. Esta combinación corresponde a la combinación de Tamura.
- Combinación 3: Aplicar el 80% de la carga longitudinal calculada en ambos ejes principales, de forma simultánea, ambas a una excentricidad de $\pm 4\%$. Esto equivale a la propuesta de cortante simultáneo máximo según la investigación realizada en el instituto de ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- Combinación 4: Aplicar el 57% de la carga longitudinal calculada en ambos ejes principales, de forma simultánea, ambas a una excentricidad de $\pm 15\%$ con respecto al centro geométrico del edificio si el edificio tiene una frecuencia natural mayor que $1H_z$, y de $\pm 18\%$ si el edificio tiene una frecuencia natural menor que $1H_z$. Esto equivale a una adaptación del caso 4) de la normativa ASCE 7 – 16. Esta combinación está pensada a los efectos de evaluar el caso en que la torsión es máxima.

Estas 4 combinaciones se ilustran en la **figura 5.3**, para el caso del viento aplicado a 0° .

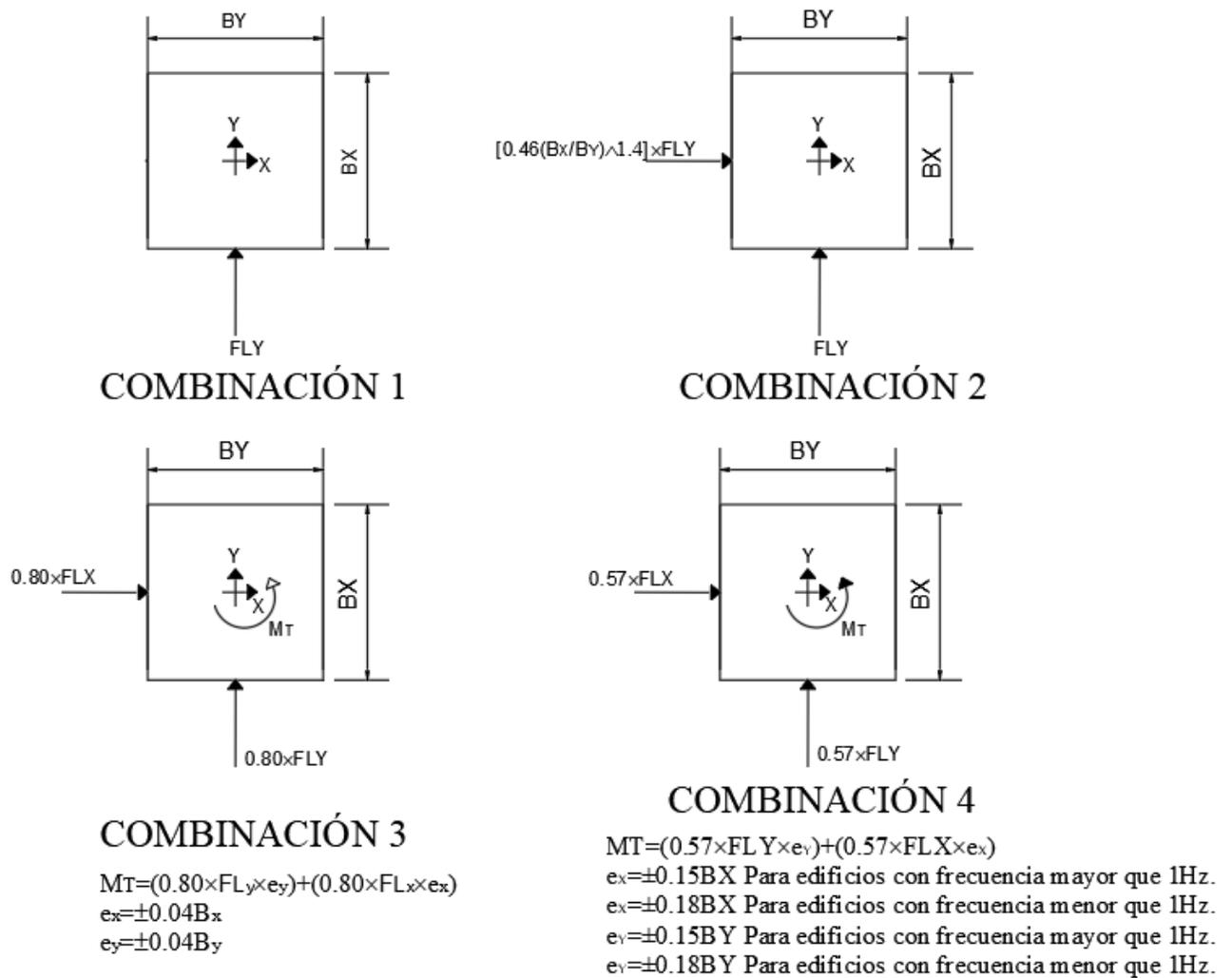


Figura 5.3 Combinaciones de carga propuestas para la normativa mexicana, aplicable a edificios con relación de esbeltez mayor o igual que 3.

CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN DE ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

6.1 FORMA DE EVALUACIÓN

Con base en las combinaciones de carga propuestas en el capítulo V, se plantea el estudio de estados límites de servicio a nivel de desplazamientos, calculando las fuerzas/presiones según las NTCV CDMX 2017. Para ello, se construyó una base de datos de 30 modelos analíticos con distintas configuraciones geométricas, i.e. relaciones de aspecto y esbeltez, a los efectos de identificar qué combinación y porqué dicha combinación genera los desplazamientos máximos. Para ello, se recurrió a una simplificación del cálculo de las fuerzas/presiones, utilizando la siguiente metodología:

Se sabe que el cálculo de las fuerzas en cada dirección de análisis según las NTCV CDMX 2017 está dada por la siguiente ecuación:

$$F(z) = (G \cdot B) \times \left[(q_z \cdot C_{pb}) + (q_H \cdot C_{ps}) \right] \quad (6.1)$$

En donde:

- F_z es la fuerza debida a la acción del viento calculada a una altura z del edificio.
- z es la altura a la que se desea calcular la fuerza del viento, y H es la altura total del edificio.
- q_z & q_H son la presión dinámica de base calculada a la altura z y a la altura H del edificio, respectivamente.
- G es el factor de comportamiento dinámico.
- C_{pb} es el coeficiente de presión en la cara de barlovento.
- C_{ps} es el coeficiente de presión en la cara de sotavento.
- B es la dimensión del edificio perpendicular a la dirección del viento.

De lo anterior, se deduce que, tanto para la dirección ortogonal principal x e y , los valores de q_z , q_H , C_{pb} y C_{ps} serán constantes, en tanto que G será aproximadamente igual en ambas direcciones. Por lo que el único parámetro que varía considerablemente es el ancho del edificio, perpendicular a la dirección del viento. Con base en lo anterior, la metodología planteada fue considerar que las fuerzas del viento son proporcionales al ancho del edificio en cada dirección de análisis, ya que, al establecer las combinaciones de carga para evaluar estados límites de servicio en este análisis, no es de especial interés conocer las magnitudes de los desplazamientos de cada edificio, sino qué combinación genera magnitudes mayores, es decir, interesan resultados proporcionales o porcentuales con relación al desplazamiento máximo.

6.2 RESULTADOS

La **tabla 6.1** muestra los resultados obtenidos para los 30 modelos analíticos simplificados, en ella:

- La dirección del viento a 0° indica que la fuerza longitudinal del viento se produce en dirección paralela al eje y (ver **figura 5.1**).
- La dirección del viento a 90° indica que la fuerza longitudinal del viento se produce en dirección paralela al eje x (ver **figura 5.1**).

- Los valores de los desplazamientos en x e y (u_x & u_y , respectivamente), están normalizados con respecto al desplazamiento máximo identificado en cada dirección, i.e. $u_x = u_{xi}/u_{xmáx}$, el cual tiene un valor igual a 1.
- Las dimensiones B_x y B_y corresponden a las dimensiones del edificio según lo indicado en la **figura 5.1**. H es la altura del edificio.

Tabla 6.1 Desplazamiento en dirección x e y normalizado con respecto al desplazamiento máximo en cada dirección, para 30 modelos analíticos probados utilizando el programa comercial ETABS, con diferentes configuraciones geométricas, analizados según las combinaciones de carga propuestas en la presente investigación

#	H [m]	B_x [m]	B_y [m]	$H/B_{mín}$	θ [°]	Combo 1		Combo 2		Combo 3		Combo 4	
						u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y
1	50	15	20	3.33	0	0	1	0.41	1	0.83	0.83	0.71	0.71
					90	1	0	1	0.52	0.83	0.83	0.70	0.70
2	25	15	10	2.5	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.70	0.70
					90	1	0	1	0.35	0.75	0.75	0.70	0.70
3	30	20	20	1.5	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.73	0.73
4	20	15	10	2	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.72	0.71
					90	1	0	1	0.35	0.75	0.75	0.72	0.71
5	80	20	20	4	0	0	1	0.46	1	0.82	0.82	0.71	0.71
6	70	30	20	3.5	0	0	1	0.54	1	0.83	0.83	0.69	0.69
					90	1	0	1	0.39	0.83	0.83	0.69	0.69
7	150	25	25	6	0	0	1	0.46	1	0.81	0.81	0.68	0.68
8	200	35	50	5.71	0	0	1	0.40	1	0.82	0.82	0.72	0.72
					90	1	0	1	0.53	0.82	0.82	0.72	0.70
9	120	40	40	3	0	0	1	0.46	1	0.83	0.83	0.70	0.70
10	100	50	50	2	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.71	0.71
11	60	10	10	6	0	0	1	0.46	1	0.81	0.81	0.69	0.69
12	40	20	20	2	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.70	0.70
13	75	30	30	2.5	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.68	0.68
14	200	45	60	4.44	0	0	1	0.41	1	0.82	0.82	0.70	0.70
					90	1	0	1	0.52	0.82	0.82	0.70	0.70
15	60	15	30	4	0	0	1	0.35	1	0.83	0.84	0.68	0.68
					90	1	0	1	0.61	0.83	0.84	0.68	0.68
16	40	10	10	4	0	0	1	0.46	1	0.82	0.82	0.69	0.69
17	30	15	15	2	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.70	0.70
18	45	15	15	3	0	0	1	0.46	1	0.83	0.83	0.70	0.70
19	50	35	25	2	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.72	0.72
					90	1	0	1	0.35	0.75	0.75	0.72	0.72
20	180	60	50	3.6	0	0	1	0.49	1	0.83	0.83	0.71	0.71
					90	1	0	1	0.43	0.83	0.83	0.71	0.71
21	170	60	80	2.83	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.69	0.69
					90	1	0	1	0.35	0.75	0.75	0.69	0.69
22	130	45	35	3.71	0	0	1	0.51	1	0.83	0.83	0.28	0.93
					90	1	0	1	0.42	0.83	0.83	0.70	0.70
23	70	40	40	1.75	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.72	0.72
24	80	25	25	3.2	0	0	1	0.46	1	0.83	0.83	0.69	0.69
25	90	50	50	1.8	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.71	0.71
26	30	10	10	3	0	0	1	0.46	1	0.83	0.83	0.71	0.71
27	40	30	30	1.33	0	0	1	0.35	1	0.75	0.75	0.74	0.74
28	160	40	40	4	0	0	1	0.46	1	0.82	0.82	0.73	0.73
29	200	50	40	5	0	0	1	0.50	1	0.82	0.82	0.70	0.70
					0	1	0	1	0.42	0.82	0.82	0.70	0.70
30	140	80	70	2	0	0	1	0.37	1	0.75	0.75	0.71	0.71
					90	1	0	1	0.35	0.75	0.75	0.71	0.71

Se observa de la tabla 6.1 que los desplazamiento máximos en x e y se producen en las combinaciones 1 y 2, siendo máxima en y cuando el viento impacta a 0° , y máxima en x cuando el viento impacta a 90° , lo cual significa que los desplazamientos máximo en cada dirección se producen cuando se aplica el 100% de la fuerza longitudinal en cada una de dichas direcciones, sin considerar la torsión, por lo que, para evaluar los desplazamientos máximos, se propone aplicar la combinación #1 de las **figuras 5.2 y 5.3**, según la relación de esbeltez del edificio, en ambos ejes principales de la estructura, que significa aplicar el 100% de la carga longitudinal a un ángulo de 0° , 90° , 180° y 270° , tal y como se muestra en la **figura 5.1**. Es importante enfatizar en que esta combinación se aplicaría para fines de revisión de estados límites de servicio, y no para el diseño de los elementos estructurales por resistencia.

Los valores límites máximos para los desplazamientos relativos entre niveles consecutivos de edificios máximos propuestos serían los que se indican actualmente en la normativa de diseño por viento, es decir:

- a) Cuando no existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.005 (0.5%);
- b) Cuando existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.002 (0.2%).

Adicionalmente, se revisará que el desplazamiento lateral máximo del edificio no sea mayor que $H/500$, donde H es la altura del edificio.

La revisión de los estados límites de servicio se deberá realizar independientemente del tipo de análisis empleado (estático o dinámico).

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y TRABAJOS FUTUROS

CONCLUSIONES

Con base en lo indagado en la presente investigación, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Gran parte de los reglamentos internacionales establecen metodologías para evaluar los momentos de torsión inducidos por el viento en edificios a través de una excentricidad equivalente de la carga, así como también evalúan las cargas transversales a través de un porcentaje de la carga longitudinal presente en dicha dirección, siendo esta una simplificación del fenómeno, atractiva para fines prácticos, pero que no necesariamente refleja el fenómeno físico de forma precisa. Únicamente las normativas neozelandesa y japonesa establecen un procedimiento analítico distinto, aunque son procedimientos complejos en su estructuración matemática, con ciertas limitaciones estructurales de tipo geométricas y dinámicas, por lo que son propuestas complejas de aplicar a la práctica profesional.
- Es posible establecer combinaciones de carga que tomen en cuenta la carga transversal y el momento de torsión de forma simplificada, i.e. carga transversal como porcentaje de la carga longitudinal en esa dirección y torsión como una excentricidad, si se toma como parámetro de interés los esfuerzos producidos en la estructura para fines de análisis y diseño estructural. Una propuesta de consideración de combinación de las acciones del viento se presentó en el capítulo V del presente trabajo.
- La propuesta de Tamura et. al (2013) brindó buenas aproximaciones con relación a ciertos reglamentos que combinan las acciones del viento de forma simplificada (i.e. el reglamento estadounidense, canadiense) así como también con relación al reglamento japonés. Únicamente se obtuvieron variaciones significativas al comparar la propuesta de Tamura con la normativa neozelandesa para el edificio con relación de esbeltez de 4, en donde con la propuesta de Tamura se subestimaron los esfuerzos en las columnas en un 24%. Sin embargo, por lo mencionado en el **capítulo 4.1**, posiblemente el reglamento neozelandés sobreestime las acciones del viento cuando combina las fuerzas longitudinales y transversales.
- La propuesta deducida de la investigación realizada por Guzmán-Solís et al. (2020) en el Instituto de Ingeniería de la UNAM de cortante combinado máximo posee buenas aproximaciones con relación a los resultados experimentales obtenidos por Tamura et. al (2013), así como con relación a las combinaciones críticas de diseño de la mayoría de los reglamentos internacionales (i.e. estadounidense, canadiense y japonés).
- De forma general, se encontró que, si solamente se considera la carga longitudinal del viento en edificios, i.e. sin considerar las cargas transversales y los momentos de torsión, la subestimación de esfuerzos combinados en los elementos estructurales en edificios es del orden del 50%, por lo que sería prudente considerar estos efectos en futuros reglamentos en México.

RECOMENDACIONES

Se presentan las siguientes recomendaciones:

- Incluir en la normativa de diseño de edificios por viento para México, un capítulo que indique la combinación de las cargas longitudinales, transversales y de torsión producidas por el viento. Una propuesta se presenta en el capítulo V del presente trabajo.
- Estudiar las acciones longitudinales, transversales y de torsión que induce el viento en edificios, así como su combinación, a través de resultados en pruebas experimentales en túnel de viento, para modelos con distintas características geométricas, i.e. relaciones en planta, relaciones de esbeltez, entre otras, con el fin de obtener expresiones que estén validadas por un numeroso conjunto de resultados experimentales, y que describan así mismo el fenómeno físico de una forma cada vez más aproximada, pero que a la vez ofrezcan un procedimiento que sea de aplicación práctica.

TRABAJOS FUTUROS

Como trabajos futuros, se propone la realización de pruebas experimentales en túnel de viento para modelos rígidos con distintas características geométricas, para estudiar las acciones longitudinales, transversales y de torsión que induce el viento en edificios, así como su combinación, con el fin de establecer propuestas analíticas para evaluar dichas acciones de una forma cada vez más aproximadas al fenómeno físico, en donde no necesariamente las cargas transversales y la torsión sean una función de la carga longitudinal, tal y como se plantea en la mayoría de reglamentos internacionales.

REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers (ASCE) (2010) *Minimum Design Loads on Buildings and Other Structures*. Reston, VA: ASCE.

Architectural Institute of Japan (AIJ) (2004) Chapter 6: wind loads. In: *Recommendations for Load on Buildings*. Tokyo, Japan: AIJ.

Australian/New Zealand Standard (2011) *Structural design actions*. Part 2: wind actions (AS/NZS 1170.2:2011).

Bazeos et al. (1996). *Torsional moments on buildings subjected to wind loads*. Engineering Analysis with Boundary Elements 18: 305-310.

Carlo Sigmund (2014). *Worked examples in accordance with European Standards CEN/TC 250 Structural Eurocodes (EN 1990/EN 1991)*. Europe: Eurocodes spreadsheets structural design.

Chopra, A. (2014). *Dynamic of structures*. New Jersey, USA: Prentice Hall.

Computers & Structures, Inc. (2016). *Lateral Loads Manual for ETABS 2016*.

Development of skills facilitating implementation of eurocodes. (2005). *Implementation of eurocodes handbook 3 action effects for buildings*. Europe: Leonardo Da Vinci pilot Project.

Dyrbye (1997). *Wind Loads on Structures*. West Sussex, England: John Wiley & Sons, Inc.

Emil Simiu (2011). *Design of buildings for wind. A guide for ASCE 7-10 standard users and designers of special structures*. New Jersey, USA: John Wiley & Sons, Inc.

E. Simiu, R. Scalan (1996). *Wind Effects On Structures: Fundamental and Applications to Design*. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.

E. Simiu, D. Yeo (2019). *Wind Effects On Structures: Modern Structural Design for Wind*. New Jersey, USA: John Wiley & Sons, Inc.

Euro código 1: Acciones en Estructuras (2004). *Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento*. España.

Henry Liu (1991). *Wind Engineering: A Handbook for Structural Engineers*. New Jersey, USA: Prentice Hall.

ISO 4354:2009 (2009) *Wind actions on structures*.

J. Holmes (2001). *Wind Loading of Structures*. New Fetter Lane, London, England: Spon Press.

Li et al. (2004). *Torsional dynamic wind loads on rectangular tall buildings*. Engineering Structures 26: 129-137.

Mohamed Elsharawy et al. (2015). *Torsional and shear wind loads on flat-roofed buildings*. Engineering Structures 84: 313-324.

NBCC (2005) *National building code of Canada*. Part 4 structural design, commentary 1, wind load effects.

N. Isyumov and P.C. Case (2000). *Wind-Induced Torsional Loads and Responses of Buildings*. Presented at SEI/ASCE Structures Congress, Philadelphia, Pennsylvania, May 8-10 2000.

Normas Técnicas Complementarias (2017). *Diseño por Viento*. Ciudad de México, México.

Guzmán-Solís et al. (2016). *Efectos de torsión inducidos por el viento en edificios altos con diferente distribución de rigidez en planta*.

Guzmán Solís et al. (2020). *Experimental study of wind-induced shear, bending, and torsional loads on rectangular tall buildings*. Advances in structural engineering 1-14.

Y. Tamura (2013). *Advance Structural Wind Engineering*. Japan: Springer.

Y. Tamura et al. (1999). *Wind loading Standards and design criteria in Japan*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 83: 555-566.

Y. Tamura et al. (2014). *Correlation and combination of wind force components and responses*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 125: 81-93.

Y. Tamura et al. (2001). *Extreme wind pressure distributions on low-rise building models*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 89: 1635-1646.

Y. Tamura et al. (2003). *Quasi-static wind load combinations for low- and middle-rise buildings*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 91: 1613-1625.

Y. Tamura et al. (2008). *Peak normal stresses and effects of wind direction on wind load combinations for medium-rise buildings*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 96: 1043-1057.

Y. Tamura et al. (1996). *Wind load and wind-induced response estimations in the recommendations for loads on buildings, AIJ 1993*. Engineering Structures 18: 399-411.

Y. Tamura et al. (2004). *Revision of AIJ recommendations for Wind Loads on Buildings*. Building Structures Congress (Nashville).

Zhou et al. (2002). *Along-Wind Load Effects on Tall Buildings: Comparative Study of Major International Codes and Standards*. Journal of Structural Engineering 128: 789-796.