



**BUAP**

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación Estudios de Posgrado

**ANÁLISIS POR SISMO Y VIENTO DE UN EDIFICIO  
CON NORMATIVA ASCE**

**TESIS**

Que para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA CON OPCION TERMINAL EN  
ESTRUCTURAS**

Presenta:

**Ing. Gabriel Iván Becerra Rodríguez**

Director de tesis: M.I. Martín Castillo Flores

Codirector de tesis: Dr. Filiberto Candía García

Puebla, Pue.

Mayo 2022



**BUAP**

Oficio No. SIEP/0889/2023

**C. Gabriel Iván Becerra Rodríguez**

Matrícula 221470182

Pasante de la Maestría en Ingeniería

con opción terminal en Estructuras

Facultad de Ingeniería, BUAP.

Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: **Análisis por sismo y viento de un edificio con normativa ASCE**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Director de tesis al M.I. Martín Castillo Flores y Codirector al Dr. Filiberto Candia García.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

**"Pensar bien, para vivir mejor"**

H. Puebla de Zaragoza, a 12 de mayo de 2023

M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora  
Director



C.c.p. M.I. Martín Castillo Flores y Dr. Filiberto Candia García, Director y Codirector del Tema de Tesis  
C.c.p. Archivo  
AEPS/JPHT/sco\*

Facultad  
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio  
s/n, edif. ING - 4, Col. San Manuel,  
Ciudad Universitaria,  
Puebla, Pue. C.P. 72570  
222 229 55 00 Ext. 7610



**BUAP**

**Of. SIEP/068/2023**


**Mtro. Alfredo Avendaño Arenaza**  
**Director General de Bibliotecas**  
Presente


Por este medio me permito saludarle y, al mismo tiempo, me dirijo a usted para informarle que la tesis con título "Análisis por sismo y viento de un edificio con normativa ASCE", ha sido avalada bajo los preceptos de integridad académica; por tanto, se autoriza la impresión de tesis del alumno:

Nombre del alumno: Gabriel Iván Becerra Rodríguez  
Matrícula: 221470182  
Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ingeniería con Opción Terminal en Estructuras

Sin más por el momento, agradezco la atención al presente.

Atentamente  
"Pensar bien, para vivir mejor"  
H. Puebla de Z., a 23 de mayo de 2023

  
**M. I. Ana Elena Posada Sánchez**  
Secretaria de Investigación y Estudios  
de Posgrado

  
**M. I. Martín Castillo Flores**  
Director de tesis

  
**Dr. Filiberto Candia García**  
Codirector de tesis

Facultad  
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio  
s/n, edif. ING - 4, Col. San Manuel,  
Ciudad Universitaria,  
Puebla, Pue. C.P. 72570  
222 229 55 00 Ext. 7610

*A mis padres, mis pilares,  
por todo su apoyo, su ejemplo, esfuerzo, amor y sabiduría  
que han sido la base de mis logros.*

*A mis abuelos,  
por su apoyo y su gran amor para mí y para toda nuestra familia.*

*A toda mi familia,  
por lo mucho que significan para mí.*

## **Agradecimientos**

A todos mis profesores de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, en especial al M.I. Martín Castillo Flores, Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui y al Dr. José Camargo Pérez por su esfuerzo y dedicación en compartir sus conocimientos.

A mi hermano Héctor, por ayudarme en mi comienzo en la práctica de la ingeniería estructural.

A mis compañeros y amigos de clases de la maestría Pablo, Mario y Ana por su aporte en clases y compañía en todo este tiempo.

A mis compañeros y amigos de trabajo Adán, Sam y Dani por su gran ayuda en el trabajo y hacer de la oficina un lugar más ameno.

# INDICE

RESUMEN.....	6
INTRODUCCIÓN.....	7
CAPITULO I. ANTECEDENTES.....	9
I.1 Peligros naturales en México.....	9
I.2 Normativa mexicana actual para el diseño estructural .....	11
I.3 Normativa mexicana actual para el análisis por sismo y viento.....	13
I.4 Normativa estadounidense actual para el análisis por sismo y viento en México.....	13
I.5 Historia de la normatividad del diseño estructural en los EE.UU. ....	14
I.5.1 Códigos, Códigos modelo y Estándares.....	17
I.5.2 Estándar ASCE 7 .....	18
CAPITULO II. ANALISIS SISMICO DE ACUERDO AL ASCE 7-22.....	21
II.1 Preliminares y requerimientos generales para análisis por sismo .....	21
II.1.1 Requerimientos específicos por tipo de estructura .....	22
II.1.2 Categoría de Riesgo.....	22
II.1.3 Factor de Importancia Sísmico .....	24
II.1.4 Clase de Sitio .....	25
II.1.5 Parámetros de Respuesta Espectral .....	26
II.1.6 Categoría de Diseño Sísmico.....	30
II.1.7 Selección del sistema sismorresistente y factores de modificación de la resistencia y la deformación.....	31
II.1.8 Flexibilidad del diafragma.....	34
II.1.9 Combinaciones de carga.....	36
II.1.10 Métodos de combinación direccional .....	42

II.1.11 Selección del método de análisis .....	43
II.1.12 Criterios de modelado estructural .....	44
II.2 Método de análisis de Fuerza Lateral Equivalente (ELF) .....	45
II.2.1 Determinación del Coeficiente de respuesta sísmica $C_s$ .....	46
II.2.2 Efectos de torsión .....	49
II.2.3 Efectos P-delta .....	53
II.3 Método de análisis Modal Espectral (MRS) .....	56
II.3.1 Numero de modos .....	56
II.3.2 Parámetros de Respuesta Modal .....	56
II.3.3 Combinación de la respuesta modal .....	57
II.3.4 Escalamiento de fuerzas y distorsiones .....	57
II.3.5 Efectos de torsión accidental .....	57
II.3.6 Consideraciones generales del modelo estructural .....	57
II.4 Análisis Sísmico del Caso de Estudio .....	58
II.4.1 Descripción general y configuración geométrica .....	58
II.4.2 Pasos para la determinación de cargas sísmicas de diseño de acuerdo al Estándar ASCE 7-22 .....	61
II.4.3 Determinación de los parámetros sísmicos generales .....	62
II.4.4 Aplicación del método de análisis sísmico ELF .....	71
II.5 Aplicación del método de análisis sísmico modal espectral (MRS) .....	91
II.5.1 Consideraciones generales del análisis modal espectral .....	91
II.5.2 Numero de modos .....	91
II.5.3 Parámetros de respuesta modal .....	92
II.5.4 Escalamiento de las fuerzas laterales de diseño .....	93
II.5.5 Escalamiento de las distorsiones de diseño .....	97

CAPITULO III. ANÁLISIS POR VIENTO DE ACUERDO AL ASCE 7-22.....	99
III.1 Preliminares y Requerimientos Generales .....	99
III.1.1 Procedimiento general del análisis por viento .....	101
III.1.1.7.1 Clasificación de <i>enclosure</i> .....	109
III.2 Método Direccional para estimación de Cargas de Viento aplicables al MWFRS	113
III.2.1 Presión de velocidad $q$ .....	113
III.2.2 Presiones de diseño $p$ .....	114
III.2.3 Casos de carga de diseño por viento .....	115
III.2.4 Combinaciones con Cargas de Viento .....	118
III.3 Análisis por viento del Caso de Estudio .....	119
III.3.1 Determinación de parámetros generales para cualquier método de análisis ....	119
III.3.2 Aplicación de método direccional para edificios de cualquier altura .....	126
CONCLUSIONES .....	130
RECOMENDACIONES .....	131
BIBLIOGRAFÍA .....	132

## **RESUMEN**

El objetivo de este trabajo es crear una guía de apoyo para los ingenieros que muestre los procedimientos y criterios más relevantes del análisis por sismo y por viento de uno de los códigos de análisis más reconocidos en el mundo, el estándar ASCE 7 – 22 “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”.

En el presente documento se aplican las cláusulas del estándar ASCE 7 – 22 para el análisis sísmico y por viento sobre un prototipo de edificio de configuración regular, con una ubicación supuesta en una zona de alta sismicidad. Para el análisis sísmico se aplican el método lineal estático de Fuerza Lateral Equivalente (ELF) y el método dinámico lineal modal espectral (MRS). Para el análisis por viento se aplica el método direccional para edificios de cualquier altura.

## INTRODUCCIÓN

Con el fin de minimizar los daños a la población humana y sus recursos, las sociedades y sus formas de gobierno han ido estableciendo y desarrollando legislaciones que regulen los procedimientos constructivos. Generalmente, las regulaciones en el mundo suelen contemplar criterios que conducen a la seguridad estructural frente a acciones accidentales producto de la naturaleza.

Dada la enorme variación de configuraciones geofísicas naturales de la corteza de la tierra, cada región presenta diferentes fenómenos naturales que afectan en mayor o menor medida sus ecosistemas.

A lo largo del mundo suelen encontrarse divisiones territoriales de tamaño suficientes que permiten a sus autoridades locales identificar sus retos particulares para el desarrollo de su población.

Cada jurisdicción local (municipio, condado, ciudad, estado, etc.) presenta situaciones y condiciones particulares que usualmente deben tomar en cuenta en la gestión de su administración. Estas pueden ser, por ejemplo, ciudades con grandes refinerías de petróleo, edificios de gran altura, gran densidad de población, localización geográfica en relación con la ruta de huracanes, etc.

Los reglamentos de construcción a lo largo del mundo han ido evolucionando de acuerdo a las condiciones y necesidades particulares bajo su jurisdicción, por lo tanto, no sorprende que existan diferencias actuales entre los códigos de análisis y diseño estructural de cada nación. Aun con estas diferencias, la determinación de las amenazas por desastres naturales es un tema que suelen tener en común los reglamentos de construcción a lo largo del mundo.

De manera similar a México, la nación vecina de los EE.UU. también se enfrenta a fenómenos naturales como sismos y huracanes, por lo que también han tenido que implementar códigos de análisis para estas acciones accidentales. Sin embargo, a diferencia del gran conocimiento que se tiene en México de algunos códigos de diseño estadounidenses,

como el ACI o el AISC, el conocimiento de códigos de análisis para acciones accidentales del mismo origen es mucho menor.

El objetivo del presente estudio es presentar la aplicación de la normativa para análisis de acciones accidentales más actual y de mayor relevancia en los EE. UU.; también, estudiar la manera en cómo esta normativa es desarrollada e implementada dentro del país vecino.

La importancia de este proyecto de investigación reside en que brindará a los ingenieros mexicanos un gran conocimiento que puede ser implementado en la práctica del diseño estructural. Es importante también mencionar que se trata de un tema del que la gran mayoría de la comunidad de ingenieros de estructuras no alcanzan a estudiar aun a nivel de maestría.

La estructura de este proyecto de estudio comprendió los capítulos que se explican a continuación:

En el capítulo I, se identifican las acciones accidentales de mayor relevancia de estudio para el territorio mexicano. Después se procede a identificar la normativa mexicana y la normativa estadounidense relacionadas. Por último, se presenta el contexto actual del estándar ASCE 7 dentro de su país.

En el capítulo II, se aborda la aplicación de las cláusulas del ASCE 7 - 22 para el análisis sísmico. La primera parte de este capítulo trata la teoría y la explicación de los procedimientos y parámetros que serán utilizados en la segunda parte, la cual consiste de la aplicación numérica sobre el caso de estudio.

De manera similar al capítulo anterior, el capítulo III aborda las cláusulas del ASCE 7 – 22 para el análisis por viento, con una primera parte que detalla los procedimientos y conceptos necesarios para la aplicación numérica a realizar en la segunda parte.

Al final, se presentan las conclusiones, recomendaciones y referencias bibliográficas.

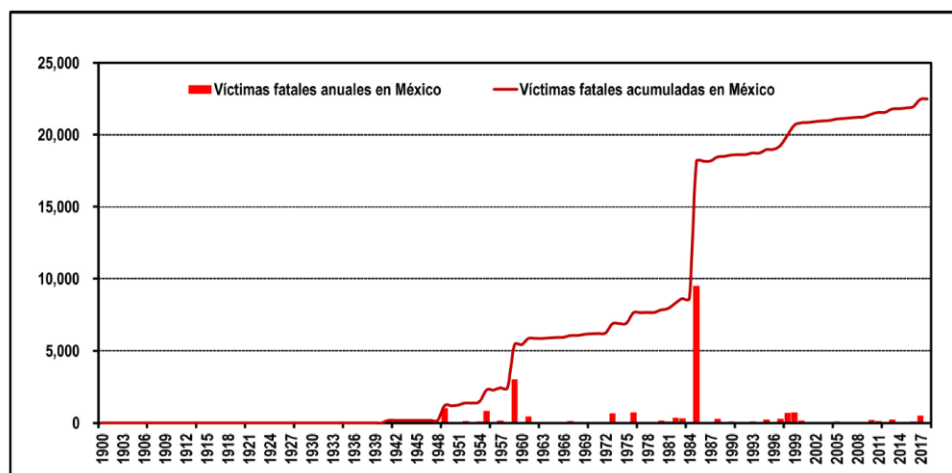
# CAPITULO I. ANTECEDENTES

## I.1 Peligros naturales en México

La determinación del peligro natural comienza con la identificación de la naturaleza de los eventos registrados en la zona en cuestión. La zonificación para la determinación del peligro natural suele darse a nivel nación ya que cada nación es soberana y, por lo tanto, responsable de su propio desarrollo.

Para fines de este trabajo se considerarán solamente las acciones accidentales de origen natural que afectan en mayor medida a la región de la República Mexicana. A continuación, se presenta una breve revisión del historial de desastres naturales.

Alcántara (2019) reporta en su investigación que, durante los años 1900 -2018, los principales desastres de alta magnitud y baja frecuencia de origen natural mencionadas en orden por número de ocurrencia son en primer lugar las tormentas, seguidas por las inundaciones, sismos, procesos de remoción en masa y en último lugar actividad volcánica. Sin embargo, los desastres naturales que más número de víctimas fatales han registrado son los sismos, seguidos por las tormentas e inundaciones (Gráfico1.1). En cuanto a daño económico se refiere, las mayores afectaciones por evento están relacionadas a tormentas y sismos (Tabla 1.1).

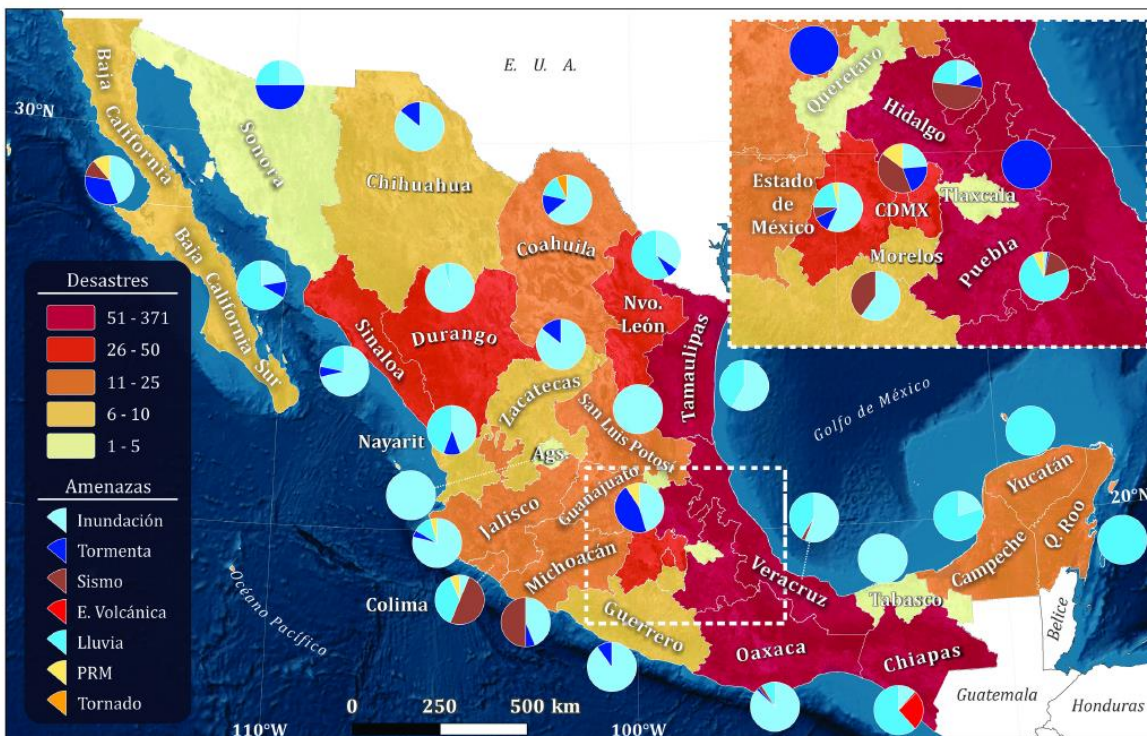


**Gráfico 1.1** Número de víctimas fatales registradas a consecuencia de los desastres ocurridos en México durante el periodo 1900-2018. Fuente: Alcántara, 2019.

Tipo	Fecha	Víctimas fatales	Tipo	Fecha	Personas afectadas	Tipo	Fecha	Daño total (millones de dólares)
Sismo	19/09/1985	9 500	Sequía	Septiembre de 2011	2 500 000	Sismo	19/09/2017	6 000 000
Inundación	1959	2 000	Sismo	19/09/1985	2 130 204	Tormenta	19/10/2005	5 000 000
Actividad volcánica	1949	1 000	Tormenta	01/10/2005	1 954 571	Tormenta	13/09/2013	4 200 000
Tormenta	27/10/1959	960	Inundación	28/10/2007	1 600 000	Sismo	19/09/1985	4 104 000
Inundación	12/09/1999	636	Sismo	08/09/2017	1 200 250	Tormenta	15/09/2010	3 900 000
Tormenta	01/10/1976	600	Tormenta	19/10/2005	1 000 000	Inundación	28/10/2007	3 000 000
Sismo	28/08/1973	500	Inundación	20/09/2010	1 000 000	Tormenta	01/10/2005	2 500 000
Tormenta	28/09/1955	500	Tormenta	07/10/1997	800 200	Tormenta	10/09/2014	2 500 000
Tormenta	12/11/1961	436	Inundación	12/09/1999	616 060	Sismo	08/09/2017	2 300 000
Temperatura extrema	30/04/1990	380	Tormenta	20/09/2002	500 030	Tormenta	30/06/2010	2 000 000

**Tabla 1.1** Los 10 desastres desencadenados por amenazas naturales y socio naturales de mayor magnitud en México con base en el número total de víctimas fatales, el número total de personas afectadas y el daño económico total durante el periodo 1900-2018. Fuente: Alcántara, 2019.

De manera similar, Alcántara reporta que los desastres de baja magnitud y alta frecuencia han sido ocasionados de mayor a menor número por inundaciones, lluvias, sismos y tormentas (Figura 1.1). De estos mismos son los sismos los que han causado más de la mitad de pérdidas de vidas humanas.



**Figura 1.1** Número de desastres ocurridos por estado en México durante el periodo 1970-2013. Fuente: Alcántara, 2019.

De acuerdo al historial de desastres (Alcántara,2019) los fenómenos naturales que representan más riesgo de desastre para la población de México son las tormentas, sismos e inundaciones (Tabla 1.2).

Desastres en México (1970-2013)				
Base de datos	EM-DAT	Tipo de amenaza desencadenante	DesInventar	Tipo de amenaza desencadenante
Desastres	179	80, tormenta (44.69%)	1 159	567, inundaciones (48.92%)
		56, inundación (31.28%)		408, lluvias (35.20%)
		25, sismos (13.96%)		91, sismos (7.85%)
		10, procesos de remoción en masa (5.58%)		50, tormentas (4.31%)
		8, actividad volcánica (4.46%)		23, actividad volcánica (1.98)
				19, procesos de remoción en masa (1.63%)
				1, tornado (0.08%)
Víctimas fatales	15 651	10 261, sismos (65.56%)	17 540	11 490, sismicidad (65.50%)
		2 924, tormenta (18.68%)		2 000, actividad volcánica (11.40%)
		2 132, inundación (13.62%)		1 821, lluvia (10.38%)
		214, procesos de remoción en masa (1.36%)		1 594, inundaciones (9.08%)
		120, actividad volcánica (0.76%)		418, procesos de remoción en masa (2.38%)
				214, tormentas (1.22%)
				3, tornados (0.01%)
Personas afectadas	15 671 625	8 066 771, tormenta (51.47%)	22 937 490	14 629 830, lluvia (63.78%)
		4 819 183, inundación (30.75%)		5 686 416, inundaciones (24.79%)
		2 626 443, sismos (16.75%)		184 571, tormentas (0.80%)
		158 908, actividad volcánica (1.01%)		1 789 122, procesos de remoción en masa (7.79%)
		320, procesos de remoción en masa (0.002%)		493 830, sismos (2.15%)
				146 000, tornados (0.63%)
			7 721, actividad volcánica (0.03%)	

**Tabla 1.2** Relación comparativa del número de desastres ocurridos en México y sus consecuencias durante el periodo 1970-2013. Fuente: Alcántara, 2019.

## I.2 Normativa mexicana actual para el diseño estructural

En México actualmente, las leyes que regulan el sector de la construcción son establecidas por los gobiernos estatales y/o municipales, y son implementadas en forma de reglamentos de construcción. Aun cuando los gobiernos estatales y municipales están facultados para desarrollar sus propios reglamentos, gran parte del contenido de sus reglamentos y sus especificaciones son adopciones parciales o completas de otros documentos oficiales.

Los dos documentos principales que son adoptados por la mayoría de jurisdicciones son:

- El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, junto con sus Normas Técnicas Complementarias.
- El Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Existen otros documentos oficiales que también son adoptados, de entre los cuales, algunos son de origen extranjero. Estos documentos son reglamentos, especificaciones, estándares, etc. que son emitidos por organizaciones especializadas en su elaboración y desarrollo. Estas organizaciones son principalmente:

- Instituto Americano del Concreto (ACI)
- Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC)
- Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI)
- Sociedad Americana de Soldadura (AWS)
- Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO)
- Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM)
- Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)

Reglamentos de construcción de algunos estados y municipios del norte de México, que permiten el uso de criterios de diseño de documentos americanos, que el autor de este trabajo ha podido encontrar, y que no representan la totalidad de ellos, son:

- Reglamento de Construcciones para el Estado de Coahuila De Zaragoza. Permite la adopción de normas de sociedades técnicas reconocidas, tales como el ACI, AISC, AISI, AWS y AASHTO.
- Reglamento para las Construcciones Del Municipio De Monterrey (Nuevo León). Permite como normas técnicas, las normas publicadas por organismos técnicos, haciendo mención específica de la ASTM y la AASHTO.
- Reglamento de Construcciones Y Normas Técnicas para el Municipio De Chihuahua (Chihuahua). Considera como parte de su reglamento, el reglamento ACI 318, el reglamento del AISC, el reglamento del AISI, las especificaciones del ASJ y el código de la AWS. Además, secciones como el Capitulo Quinto – Combinación de Acciones, Capitulo Séptimo – Cargas Vivas y Capitulo Octavo - Cargas de Viento, presentan grandes similitudes con las cláusulas referentes en el Estándar ASCE 7.
- Norma Técnica Complementaria al Reglamento De Construcción Para El Municipio De Hermosillo (Sonora). Reconoce como valido los códigos, reglamentos, manuales,

documentos y publicaciones del ACI, AISC, ASCE, AASHTO, AWS. Además, para la estimación de las cargas vivas permite específicamente el uso del estándar ASCE 7.

- Normas Técnicas Complementarias de Seguridad Estructural del municipio de Cajeme (Sonora). Permite exclusivamente el reglamento ACI 318 para el diseño estructuras de concreto, alternativamente las especificaciones del AISC para acero, exclusivamente las especificaciones del AISI para aceros formados en frío, e incluso, alternativamente el manual ACI 531 para estructuras a base de bloques de concreto.

Situaciones similares han sido también encontradas en los reglamentos de construcción de Nogales, Ciudad Juárez y Ciudad Obregón.

### **I.3 Normativa mexicana actual para el análisis por sismo y viento**

Como resultado del gran trabajo para contrarrestar las afectaciones debidas a las principales amenazas naturales en México sobre las estructuras, se cuenta actualmente con documentos de carácter oficial para el análisis y diseño por cargas de sismo y viento en el territorio mexicano. Los principales y mayores referentes de estos documentos son:

- Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo de “Diseño por Sismo” 2015, de la Comisión Federal de Electricidad.
- Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo de “Diseño por Viento” 2020, de la Comisión Federal de Electricidad.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento de la Ciudad de México.

### **I.4 Normativa estadounidense actual para el análisis por sismo y viento en México**

Como ya se ha visto, a pesar de contar con estas valiosas guías y regulaciones, el ingeniero estructurista mexicano con frecuencia se encuentra en la necesidad de familiarizarse con códigos extranjeros de análisis y diseño.

Después de las normas y manuales nacionales mencionados, los códigos de diseño estadounidenses como el ACI, AISC, AISI, o el AASHTO entre otros, son los que

mayormente suelen presentarse tarde o temprano en la carrera de la mayoría de los ingenieros mexicanos. Sea por formación académica, motivación personal de estudio o condiciones de trabajo profesional, estos códigos normalmente terminan siendo objeto de estudio.

Los códigos de diseño de origen estadounidenses que llegan a implementarse en México, están directamente relacionados por referencia a documentos oficiales del mismo origen, que estipulan las cláusulas para el análisis estructural. Sin embargo, actualmente la implementación en México de documentos estadounidenses relacionados al análisis por sismo o viento es muy escasa. Tal es el caso del municipio de Chihuahua, donde las estipulaciones del reglamento de construcción relacionadas a las cargas de diseño de sismo y viento muestran una clara adaptación del estándar ASCE 7. De manera similar se pueden encontrar estipulaciones adaptadas del estándar ASCE 7 para el análisis por viento en el reglamento de construcción del municipio de Juárez.

El mayor documento estadounidense referente para el análisis estructural dentro y fuera de los EE. UU. es el estándar ASCE 7 “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures” (Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras). Como su nombre sugiere, este estándar indica los procedimientos a seguir para estimar las cargas mínimas que deben ser consideradas para el diseño estructural, esto incluye cargas muertas, cargas vivas, cargas por viento, sismos, inundación, tsunamis, nieve, lluvia, hielo y tornados.

Para comprender la relevancia actual de este documento y su aplicabilidad dentro del país vecino, se continúa con la historia de la normatividad en la construcción en los EE.UU.

### **I.5 Historia de la normatividad del diseño estructural en los EE.UU.**

Los comienzos del proceso legislativo en la construcción en la región actual de los Estados Unidos de América datan del año 1625 en New Ámsterdam (actualmente New York), con los primeros códigos de construcción enfocados a la seguridad contra incendios y el uso de materiales específicos en cubiertas. Estos nacen en el intento de controlar los problemas en aquel entonces de incendios, enfermedades y desastres naturales, adoptando poco a poco las

regulaciones ya existentes en Inglaterra ya que en ese entonces el territorio era parte de una colonia inglesa.

Con la independencia de los Estados Unidos y la ratificación de la Declaración de Derechos Civiles en 1791, la cual declara que los poderes que no son específicamente dados al gobierno federal ni prohibidos por la constitución, pasan a ser dominio de los estados o de los mismos individuos, el poder de la regulación en la construcción pasa a ser jurisdicción de los estados, ciudades, pueblos o condados.

Para el final del siglo, muchas de las grandes ciudades empezaron a tomar las regulaciones constructivas con más seriedad, a causa de varios incendios y brotes de enfermedades, con el fin de procurar la seguridad de la población y para desarrollar sus propios reglamentos municipales.

En 1905 nace lo que puede considerarse el primer código modelo nacional de los Estados Unidos, la recomendación del Código Nacional de Construcción, publicado por la Junta Nacional de Aseguradoras contra Incendios, claramente bajo la perspectiva y los intereses de la industria de seguros y con el fin de reducir el riesgo de incendios. Con la presión de la predisposición jurídica de este código, las autoridades de construcción municipales y estatales, comenzaron a establecer sus propios códigos regionales. Con esto, la selección y aplicación de las normas de construcción permanecieron dentro de la jurisdicción de los gobiernos estatales y locales.

En 1915 se funda la organización privada de Oficiales de Construcción y Administradores de Códigos (BOCA, por sus siglas en inglés), la cual nace como una asociación de profesionales de nueve estados, con el objetivo de establecer regulaciones para la construcción y procurar la ejecución profesional de estas. Poco después nacerían dos organizaciones similares con influencia en diferentes estados del país, el Congreso del Código de Construcción del Sur (SBCC) y la Conferencia Internacional de Oficiales de la Construcción (ICBO), ambas también organizaciones privadas.

Las tres organizaciones publicaban alrededor de cada tres años actualizaciones de sus códigos modelo los cuales incluían además de cuestiones estructurales, instalaciones eléctricas, de plomería, residenciales, requerimientos contra incendios, entre otros.

La decisión final de adoptar un código de construcción o desarrollar uno propio, recae hasta la fecha en las jurisdicciones locales. Incluso es común que grandes ciudades como Chicago y Nueva York cuentan con sus propios códigos, los cuales pueden llegar a ser inconsistentes con los códigos de sus respectivos estados.

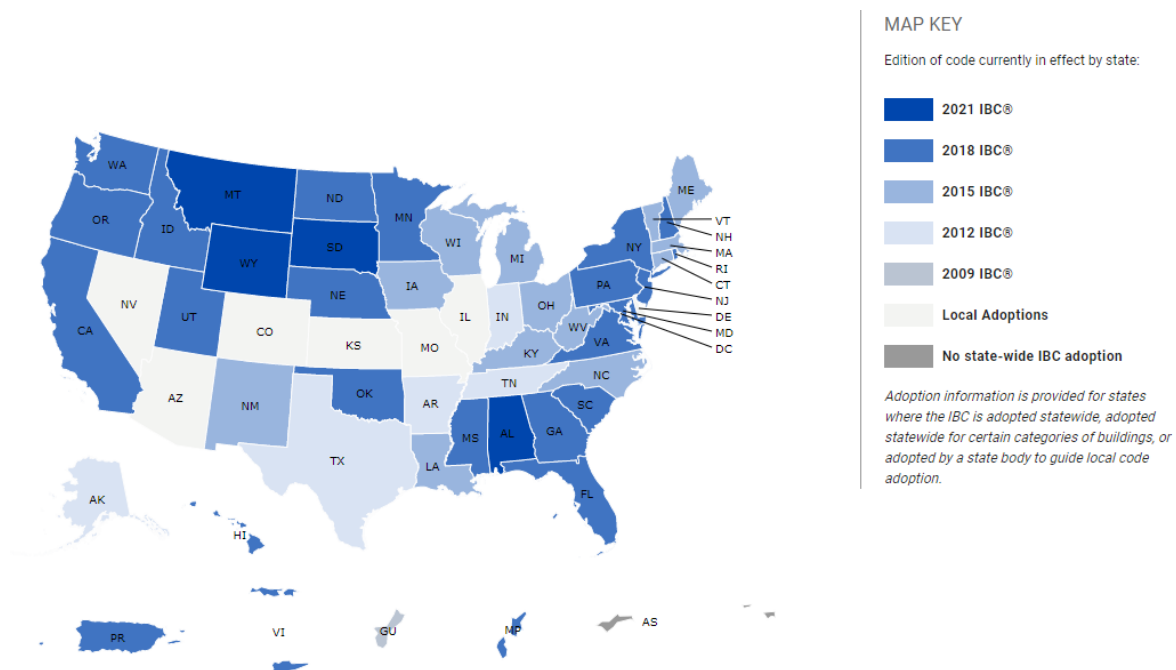
Hasta la última década del siglo XX, las tres principales organizaciones de códigos modelo en la nación norteamericana fueron BOCA, SBCC e ICBO, predominando en diferentes regiones y ciudades del país. Además de los códigos modelos de estas organizaciones que iban siendo actualizados cada tres años, existían otros menos conocidos y, por otra parte, muchas ramas del gobierno federal contaban con sus propias regulaciones. Todo esto generaba una gran confusión en los profesionales de la construcción en cuanto a la aplicabilidad de los códigos. Fue entonces cuando la idea de formar un solo código modelo nacional comenzó a tomarse con más seriedad.

En 1993, la Secretaría de Administración y Presupuesto estipuló formalmente que el gobierno federal debería utilizar códigos y estándares publicados por el sector privado. Esto ayudó a esclarecer un poco las confusiones relacionadas al sector público.

En 1994 se fundó el Consejo de Código Internacional (ICC) con el objetivo de desarrollar un conjunto único de códigos modelo nacionales de construcción a través de la conciliación de los tres códigos dominantes existentes productos de las organizaciones BOCA, SBCC e ICBO. Después de una gran labor por parte de las tres organizaciones, la primera edición del Código Internacional de Construcción (IBC) fue publicada en el año 2000. Desde entonces, cada tres años se publica una nueva edición del código, mientras que los códigos de sus organizaciones predecesoras cesaron de producirse en favor del IBC.

Desde el inicio del siglo XXI, el IBC ha ido consolidándose como el código modelo dominante en los estados unidos, siendo el código actual adoptado por la mayoría de los

estados. En la figura 1.2 se muestra el mapa de las versiones del IBC adoptadas a nivel estatal en los EE. UU obtenido de la página web oficial del ICC.



**Figura 1.2** Mapa de adopción actual de ediciones del IBC por estado. Fuente: International Code Council [ICC], 2022.

### 1.5.1 Códigos, Códigos modelo y Estándares

Cuando se habla de códigos y estándares, erróneamente suele darse el mismo significado a ambos tipos de documentos. Como se ha visto anteriormente, un código modelo es aquel documento sin carácter legal elaborado por organizaciones privadas, con el objetivo de ser adoptado por las jurisdicciones estatales o locales. En sentido estricto de la palabra, un código es el documento legalmente adoptado por una jurisdicción, por lo que llega a convertirse en ley. Un estándar es un documento elaborado por organizaciones desarrolladoras de estándares (SDO), comúnmente de carácter privado e impulsados a través de agencias del gobierno federal. Un estándar puede ser “adoptado por referencia” directamente por una jurisdicción o por un código modelo. Si un estándar es adoptado por un código modelo, es muy probable que el código legalmente adoptado incluya dicho estándar.

Otra gran distinción entre código y estándar es el grado de detalle en sus estipulaciones. Mientras que los códigos de construcción buscan abarcar de manera general todos los aspectos del proceso constructivo, los estándares suelen describir los métodos específicos para satisfacer los objetivos requeridos en los códigos. Es por esto que los estándares pueden considerarse como bloques que conforman los códigos y, por lo tanto, suelen ser adoptados por referencia.

Un estándar, como su nombre sugiere, es producto de procesos de desarrollo que deben ser supervisados, y deben cumplir con varios criterios de calidad para cumplir con la acreditación de la Organización de Estándares Nacionales Americanos (ANSI). La ANSI, sirve a su vez como miembro de la reconocida Organización de Estándares Internacionales (ISO).

### **I.5.2 Estándar ASCE 7**

Existen actualmente muchas organizaciones desarrolladoras de estándares (SDO) diferentes para cada industria. Una de las SDO más relevantes para la industria de la construcción es la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE).

La ASCE fue fundada en 1852 y se atribuyen la fama de ser la sociedad de ingenieros civiles más antigua de los estados unidos. Actualmente ejerce una gran participación en el desarrollo de la profesión de la ingeniería civil en los estados unidos y es reconocida por su gran publicación de contenido científico en el sector. Otro motivo de su gran relevancia en la nación norteamericana, es que sus estándares son constantemente adoptados por referencia en los códigos nacionales.

Su estándar más conocido y oficialmente aceptado es el ya mencionado ASCE 7 “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”

Este estándar es actualmente el adoptado por referencia en el Código Internacional de Construcción (IBC) en su sección de diseño estructural, lo cual convierte al estándar en el documento mayormente aceptado en los estados unidos referente al análisis estructural.

Las últimas versiones a la fecha del estándar ASCE 7 han sido el ASCE 7-05, ASCE 7-10, ASCE 7-16, y más recientemente el ASCE 7-22. Serán las estipulaciones de este último las cuales serán acatadas para su aplicación al caso de estudio en este trabajo.

#### **I.5.2.1 Organismos relacionados al desarrollo del estándar ASCE 7**

Aun cuando la ASCE es una organización desarrolladora de estándares privada, esta trabaja de manera cercana con otras agencias federales en el desarrollo de sus estándares.

Existen actualmente cuatro agencias federales que se involucran en la investigación en tema de ingeniería sísmica, y que terminan relacionándose directamente con el estándar ASCE 7. Estas son:

- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), del Departamento de Seguridad Nacional.
- Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST), del Departamento de Comercio.
- Fundación Nacional de Ciencias (NSF).
- Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) del Departamento del Interior.

Estas cuatro agencias son las principales participantes del Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Terremotos (NEHRP), un programa del gobierno federal establecido desde 1977 y el cual tiene como misión “desarrollar, difundir y promover conocimientos, herramientas y prácticas para la reducción del riesgo de terremotos, a través de asociaciones coordinadas, multidisciplinarias e interinstitucionales entre las agencias NEHRP y sus partes interesadas, que mejoran la resiliencia de la nación ante terremotos en cuanto a seguridad pública, fortaleza económica y seguridad nacional” de acuerdo a dirección electrónica oficial en <https://www.nehrp.gov/about/vision.htm>.

De las cuatro agencias del NEHRP, el FEMA y el NIST son las que mantienen mayor relación con el desarrollo del estándar ASCE 7. Estas dos agencias publican periódicamente documentos técnicos con objeto o resultado de investigación en el área de la ingeniería sísmica con el objetivo de su implementación en los estándares.

Una recapitulación del proceso general de las regulaciones oficiales en la construcción en los estados unidos puede resumirse en cuatro pasos:

1. Investigación técnica
2. Actualización de Estándares
3. Actualización de los códigos modelo
4. Adopción legal de los códigos modelo por las jurisdicciones estatales y locales.

## **CAPITULO II. ANALISIS SISMICO DE ACUERDO AL ASCE 7-22**

Como en varias normativas para el análisis y diseño estructural, el seguimiento de los procedimientos, consideraciones y cálculos puede llegar a ser confuso para el usuario al tener que hacer varios saltos entre apartados que suelen ser extensos y bastos en información. Esto dificulta muchas veces el trabajo del ingeniero estructurista y puede conducir a errores no solamente numéricos sino también de procedimiento y confusión de conceptos.

Ya que abarcar todo el contenido referente a análisis sísmico del estándar implicaría un volumen de trabajo muy grande, llegando a volverse demasiado para el lector, se muestran en este Capítulo II, las estipulaciones, procedimientos, consideraciones y comentarios que estarán relacionados al caso de estudio y, además, aquellos que, aunque no lleguen a ser aplicables se pueden considerar regularmente necesarios o relevantes en la práctica.

Antes de proceder, cabe mencionar que, al principio de cada capítulo del estándar, se muestran las definiciones de los conceptos involucrados en su respectivo capítulo, lo cual puede resultar muy útil y cómodo para el usuario.

A continuación, se comienza mostrando las estipulaciones generales del ASCE 7-22 que serán tomadas para los métodos de análisis sísmico. El orden en que se irán presentando las secciones y cláusulas, busca ser muy semejante al orden en que se presentan en el estándar para facilitar su consulta.

### **II.1 Preliminares y requerimientos generales para análisis por sismo**

Antes de pasar a la aplicación de cualquier método de análisis por sismo es necesario determinar parámetros generales, los cuales se establecen de acuerdo al capítulo 11.

A partir de la sección 11.4 comienzan a establecerse criterios generales relacionados a las intensidades de movimientos del suelo que se aplicaran para cualquier tipo de estructura.

### **II.1.1 Requerimientos específicos por tipo de estructura**

Los criterios de análisis sísmico del estándar ASCE 7-22 comienzan en el capítulo 11, “Criterio de Diseño Sísmico”. Inicialmente se establecen los alcances y la aplicabilidad de los capítulos subsiguientes. De acuerdo a la sección 11.1.3 las estructuras deben diseñadas conforme a lo establecido en los capítulos relacionados a su tipo de estructura:

- Edificios: Capítulo 12
- Estructuras que no son edificios: Capítulo 15
- Componentes no estructurales: Capítulo 13
- Estructuras sísmicamente aisladas: Capítulo 17
- Estructuras con sistemas de amortiguamiento: Capítulo 18

En este trabajo serán abarcados únicamente los requerimientos específicos para edificios, contenidos en el capítulo 12.

### **II.1.2 Categoría de Riesgo**

Al igual que en muchos otros códigos internacionales de diseño sismorresistente, los análisis sísmicos de tipo lineal en el estándar contemplan ciertos grados de desempeño asociados a distintos niveles de peligro sísmico para distintas estructuras dependiendo de su uso destinado. Esto quiere decir que el nivel de desempeño esperado en una estructura debe ser mayor en estructuras que representen riesgos de afectación mayores para la población, y por el otro lado, niveles de desempeño menores para riesgos menores. Este riesgo de afectación dependiendo del uso de las estructuras se ve reflejado en la clasificación por *Categoría de Riesgo* del estándar.

La determinación de la categoría de riesgo es el primer paso para el análisis sísmico. Para esto, la tabla 1.5-1 la clasifica de acuerdo a descripciones generales en cuatro tipos, I, II, III y IV. Esta clasificación va de menor a mayor en lo que a riesgo de afectación se refiere, siendo la categoría IV la más crítica.

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released*	
Buildings and other structures designated as Essential Facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released*	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

\*Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower risk category if it can be demonstrated to the satisfaction of the Authority Having Jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.3 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that risk category.

**Tabla 1.5-1** Categoría de riesgo para análisis de cargas por inundación, viento, tornado, nieve, sismo y hielo.

Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

Las descripciones de la tabla 1.5-1 pueden encontrarse un tanto ambiguas al no contar con parámetros específicos de cuantificación del riesgo. Descripciones mejor detalladas de categoría de riesgo se pueden encontrar en la tabla 1604.5 del International Building Code 2021 (ICC, 2020) o en alguna de sus versiones más actuales. Esta tabla requiere de la previa determinación de la carga de diseño de ocupación y el tipo de subgrupo de la estructura de acuerdo al IBC. La carga de diseño de ocupación es el número de personas para las cuales los medios de egreso de un edificio están destinados.

RISK CATEGORY	NATURE OF OCCUPANCY
I	Buildings and other structures that represent a low hazard to human life in the event of failure, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Agricultural facilities.</li> <li>• Certain temporary facilities.</li> <li>• Minor storage facilities.</li> </ul>
II	Buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III and IV.
III	Buildings and other structures that represent a substantial hazard to human life in the event of failure, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Buildings and other structures whose primary occupancy is public assembly with an occupant load greater than 300.</li> <li>• Buildings and other structures containing Group E occupancies with an occupant load greater than 250.</li> <li>• Buildings and other structures containing educational occupancies for students above the 12th grade with an occupant load greater than 500.</li> <li>• Group I-2, Condition 1 occupancies with 50 or more care recipients.</li> <li>• Group I-2, Condition 2 occupancies not having emergency surgery or emergency treatment facilities.</li> <li>• Group I-3 occupancies.</li> <li>• Any other occupancy with an occupant load greater than 5,000.<sup>a</sup></li> <li>• Power-generating stations, water treatment facilities for potable water, wastewater treatment facilities and other public utility facilities not included in Risk Category IV.</li> <li>• Buildings and other structures not included in Risk Category IV containing quantities of toxic or explosive materials that: <ul style="list-style-type: none"> <li>Exceed maximum allowable quantities per control area as given in Table 307.1(1) or 307.1(2) or per outdoor control area in accordance with the <i>International Fire Code</i>; and</li> <li>Are sufficient to pose a threat to the public if released.<sup>b</sup></li> </ul> </li> </ul>
IV	Buildings and other structures designated as essential facilities, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Group I-2, Condition 2 occupancies having emergency surgery or emergency treatment facilities.</li> <li>• Ambulatory care facilities having emergency surgery or emergency treatment facilities.</li> <li>• Fire, rescue, ambulance and police stations and emergency vehicle garages.</li> <li>• Designated earthquake, hurricane or other emergency shelters.</li> <li>• Designated emergency preparedness, communications and operations centers and other facilities required for emergency response.</li> <li>• Power-generating stations and other public utility facilities required as emergency backup facilities for Risk Category IV structures.</li> <li>• Buildings and other structures containing quantities of highly toxic materials that: <ul style="list-style-type: none"> <li>Exceed maximum allowable quantities per control area as given in Table 307.1(2) or per outdoor control area in accordance with the <i>International Fire Code</i>; and</li> <li>Are sufficient to pose a threat to the public if released.<sup>b</sup></li> </ul> </li> <li>• Aviation control towers, air traffic control centers and emergency aircraft hangars.</li> <li>• Buildings and other structures having critical national defense functions.</li> <li>• Water storage facilities and pump structures required to maintain water pressure for fire suppression.</li> </ul>

**Tabla 1604.5** Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras. Fuente: IBC, 2021.

### II.1.3 Factor de Importancia Sísmico

Una vez conocida la Categoría de riesgo se procede a determinar el *Factor de Importancia Sísmico*  $I_e$  asociado. Este factor se utiliza más adelante en el cálculo escalando directamente los valores de las aceleraciones espectrales de diseño y los desplazamientos calculados. Se puede observar como las categorías III y IV tienen factores de importancia mayores. Lo que pretende el código con esto es dar mayores resistencias, y por tanto menores daños y deformaciones a estructuras cuyas fallas representan un riesgo mayor a la población.

Risk Category from Table 1.5-1	Seismic Importance Factor, $I_e$
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

**Tabla 1.5-2** Factores de importancia por categoría de riesgo. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

## II.1.4 Clase de Sitio

El primer criterio necesario para el análisis es la determinación de la *Clase de Sitio*, las cuales pueden ser A, B, BC, C, CD, D, DE, E o F. Si bien es necesario conocer la clase de sitio para proceder con el procedimiento, las cláusulas específicas para su determinación se encuentran en el capítulo 20. La clase de sitio se determina a partir de la velocidad de onda de corte promedio  $v_s$  y la tabla 20.2-1. La velocidad de onda de corte promedio  $v_s$  se determina a partir del perfil de velocidades de ondas de corte desde el nivel de superficie del suelo hasta la profundidad de 30 m.

Clase de Sitio	Velocidad de onda de corte promedio $v_s$ (m/s)
A Roca dura	mayor a 1524
B Roca medio dura	de 914 a 1524
BC Roca suave	de 640 a 914
C Arena muy densa o arcilla dura	de 442 a 640
CD Arena densa o arcilla muy rígida	de 305 a 442
D Arena medio densa o arcilla rígida	de 213 a 305
DE Arena suelta o arcilla medio rígida	de 152 a 213
E Arena muy suelta o arcilla suave	mayor 152
F Suelos que requieren análisis de respuesta de sitio según sección 21.1	ver sección 20.2.1

**Tabla 20.2-1** Clasificación de sitio. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

Cuando la velocidad de onda de corte no es medida, se permite estimar para cada estrato encontrado dicho parámetro por correlaciones con otros parámetros geotécnicos como el conteo de golpes de la prueba de penetración standard, resistencia de punta de la prueba de penetración de cono o resistencia a cortante. Una vez determinadas las velocidades de onda de corte para cada estrato encontrado, se puede determinar la velocidad de onda de corte promedio como sigue:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (20.4-1)$$

Donde:

$d_i$  = Espesor de cada estrato entre 0 y 30 m.

$v_{si}$  = Velocidad de onda de corte en m/s

$\sum_{i=1}^n d_i = 30$  m.

Si la información de las propiedades del suelo es insuficiente para determinar la clase de sitio, se deberán tomar las condiciones más críticas de las clases de sitio C, CD y D. En caso de que las autoridades con jurisdicción determinen en base a estudios de suelo que existen presencia de suelos de clase DE, E o F estos deberán ser seleccionados para el análisis. En ediciones anteriores al ASCE 7-22, esta misma condición establecía usar únicamente la clasificación D cuando no se conocieran las propiedades del suelo. Cabe mencionar que no se contaba con las clasificaciones BC, CD y DE. Estas nuevas clasificaciones fueron integradas en el ASCE 7-22 para dar mejor resolución de acuerdo a la velocidad de onda de corte.

## **II.1.5 Parámetros de Respuesta Espectral**

### **II.1.5.1 Movimientos de terreno del máximo sismo considerado de objetivo de riesgo (MCE<sub>R</sub>)**

Existen dos niveles de movimiento de terreno considerados para los métodos de análisis de fuerza lateral equivalente y el modal espectral, estos son los movimientos de terreno del máximo sismo considerado de objetivo de riesgo (MCE<sub>R</sub>) y los movimientos de terreno del sismo base de diseño (DBE). El MCE<sub>R</sub> está definido como el nivel de movimiento de terreno de un sitio que representa un riesgo de colapso del 1% en 50 años. Las intensidades del MCE<sub>R</sub> varían con la zona geográfica y están establecidas por medio de parámetros de aceleración espectral mapeados para todas las zonas de los estados unidos. Los mapas de nivel de movimiento de terreno del MCE<sub>R</sub> representan las intensidades para las cuales se requiere que las estructuras diseñadas provean el mismo nivel de desempeño sísmico, lo cual se traduce en un riesgo uniforme. El enfoque de diseño usado de riesgo uniforme en lugar de peligro uniforme fue implementado desde la versión del ASCE 7-10.

### **II.1.5.2 Parámetros de aceleración de la respuesta espectral del terremoto máximo considerado como objetivo de riesgo (MCER)**

De acuerdo a la sección 11.4.3, existen cuatro parámetros clave en la determinación de los valores de movimientos de terreno,  $S_S$ ,  $S_I$ ,  $S_{MS}$  y  $S_{MI}$ . Estos parámetros deben ser tomados directamente de la base de datos de la USGS.

$S_S$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral en el periodo de 0.2 s para el MCER con amortiguamiento del 5%, para clase de sitio BC.

$S_I$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral en el periodo de 1 s para el MCER con amortiguamiento del 5%, para clase de sitio BC.

$S_{MS}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral en periodos cortos para el MCER con amortiguamiento del 5%, ajustado para la clase de sitio.

$S_{MI}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral en el periodo de 1 s para el MCER con amortiguamiento del 5%, ajustado para la clase de sitio.

Además, a partir de los dos últimos, son calculados los dos siguientes:

$S_{DS}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos cortos para el MCER con amortiguamiento del 5%, ajustado para la clase de sitio.

$S_{DI}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en el periodo de 1 s para el MCER con amortiguamiento del 5%, ajustado para la clase de sitio.

#### **II.1.5.2.1 Obtención de $S_S$ , $S_I$ , $S_{MS}$ y $S_{MI}$ con la Herramienta de Riesgo del ASCE 7**

La ASCE ha desarrollado su propia interfaz en línea llamada “Herramienta de Riesgo del ASCE 7” para acceder a la información de la base de datos USGS requerida por el código. Para la utilización de esta herramienta es necesario acceder a su dirección web <https://asce7hazardtool.online/>. La herramienta provee parámetros base relacionados no solo a las cargas de tipo sísmico sino también para las cargas por viento, nieve, hielo, lluvia, tsunami, inundación y tornado.

Anteriormente hasta la versión del ASCE 7-16 los parámetros  $S_S$  y  $S_I$  podían obtenerse de manera visual a través de los mapas ilustrados dentro del mismo documento de acuerdo a la ubicación destinada. Sin embargo, en la nueva versión ASCE 7-22 estos mapas han sido removidos del documento.

Otro cambio a notar en la actualización del estándar es que los parámetros  $S_{MS}$  y  $S_{MI}$  eran calculados como el producto de  $S_S$  y  $S_I$  y los factores de sitio  $F_a$  y  $F_v$  respectivamente. Ya que estos factores de sitio también han sido removidos de la versión actual de la norma y se encuentran implícitos en la base de datos, se considera relevante recordar su influencia. Con ayuda de las tablas 11.4-1 y 11.4-2 se determinaban  $F_a$  y  $F_v$  a partir de los valores de  $S_S$ ,  $S_I$  y la *clase de sitio*.

**Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period**

Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See	See	See
				Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_S$ .

**Tabla 11.4-1** Coeficiente de sitio de periodo corto  $F_a$ . Fuente: ASCE/SEI 7, 2016.

**Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period**

Site Class	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I = 0.5$	$S_I \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 <sup>a</sup>	2.0 <sup>a</sup>	1.9 <sup>a</sup>	1.8 <sup>a</sup>	1.7 <sup>a</sup>
E	4.2	See	See	See	See	See
		Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_I$ .  
<sup>a</sup>Also, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

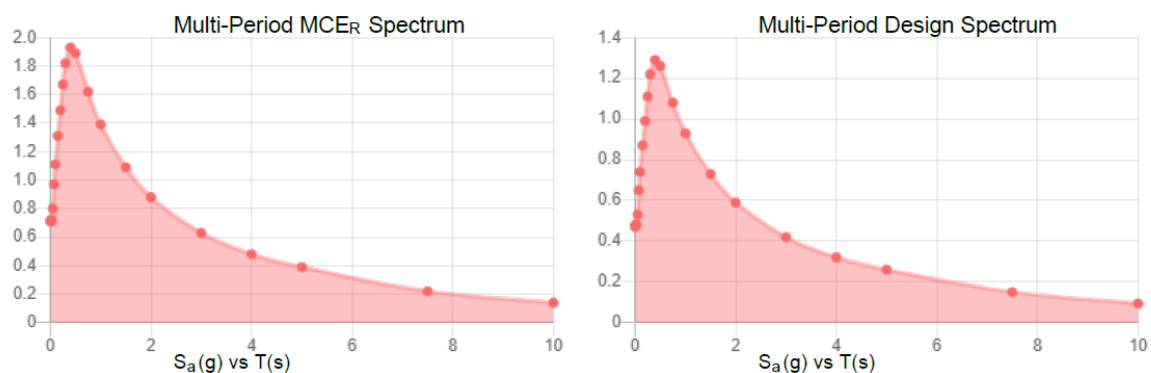
**Tabla 11.4-2** Coeficiente de sitio de periodo largo  $F_v$ . Fuente: ASCE/SEI 7, 2016.

### II.1.5.3 Espectro de respuesta de diseño

Un cambio importante en la nueva versión del ASCE 7-22 se encuentra en el espectro de aceleraciones de diseño. En esta actualización del código se ha implementado un nuevo espectro de respuesta de diseño llamado “espectro de respuesta de diseño multiperiodo”. Se denomina multiperiodo debido a la discretización de la curva del espectro en múltiples valores de periodos: 0.0 s, 0.01 s, 0.02 s, 0.03 s, 0.05 s, 0.075 s, 0.1 s, 0.15 s, 0.2 s, 0.25 s, 0.3 s, 0.4 s, 0.5 s, 0.75 s, 1.0 s, 1.5 s, 2.0 s, 3.0 s, 4.0 s, 5.0 s, 7.5 s y 10 s.

Siempre que un procedimiento del estándar requiera un espectro de respuesta de diseño, este deberá ser el espectro de diseño multiperiodo, y forzosamente es necesario obtenerlo de la base de datos de la USGS. Cuando no se encuentre la información correspondiente del espectro para un sitio determinado, entonces el código permite determinar el espectro de diseño de dos periodos clásico (espectro de cuatro ramas).

Los parámetros de aceleración y los espectros multiperiodo que deben de obtenerse de la base de datos de la USGS pueden encontrarse fácilmente por medio de los reportes generados por la “Herramienta de Riesgo del ASCE 7” en la página web: <https://asce7hazardtool.online/>, seleccionando la ubicación exacta, categoría de riesgo y la clase de sitio. Usando dicha herramienta e ingresando los parámetros del proyecto, se obtienen los siguientes espectros de respuesta de aceleraciones:



**Figura 2.1** Espectro multiperiodo MCE<sub>R</sub> y espectro multiperiodo de diseño reportados por la herramienta de riesgo del ASCE 7.

El primero es el espectro de respuesta de aceleraciones del terremoto máximo considerado como objetivo de riesgo ( $MCE_R$ ), el cual como ya se ha mencionado, representa las aceleraciones que contemplan una probabilidad de colapso de la estructura del 1% en 50 años. El segundo es el espectro de diseño elástico y es igual a  $2/3$  de las ordenadas del  $MCE_R$ .

### II.1.6 Categoría de Diseño Sísmico

La *categoría de diseño sísmico* se define de acuerdo a la sección 11.6. Esta categorización se determina con las tablas 11.6-1 y 11.6-2 a partir de la categoría de riesgo y los parámetros de aceleración espectral  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$  encontrados anteriormente. Esta categoría relaciona los niveles de aceleración del suelo esperados y el riesgo de afectación a la población (categoría de riesgo).

Como se verá más adelante la influencia principal de esta categorización reside en las restricciones de utilización de sistemas sismorresistentes asociadas a ellas. El factor de redundancia por el cual las fuerzas de diseño son escaladas, depende también de esta clasificación.

Value of $S_{DS}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

**Tabla 11.6-1** Categoría de diseño sísmico basada en parámetro de respuesta de aceleración en periodo corto.

Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

Value of $S_{D1}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

**Tabla 11.6-2** Categoría de diseño sísmico basada en parámetro de respuesta de aceleración en periodo de 1 s.

Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

## II.1.7 Selección del sistema sismorresistente y factores de modificación de la resistencia y la deformación.

Diferentes tipos de sistema sismorresistente presentan diferentes niveles de ductilidad y sobrerresistencia al sobrepasar los límites elásticos de sus elementos estructurales. Al igual que en muchos códigos internacionales, los métodos de análisis sísmico se basan en la idea de convertir el problema tan complicado del diseño para desempeños en el rango no lineal en un problema de análisis lineal equivalente. Para realizar esta conversión se suelen utilizar factores que modifican las demandas de deformaciones y resistencias de los sistemas estructurales diseñados con análisis lineales pero que realmente tendrán un comportamiento no lineal dadas los movimientos de terreno máximos considerados. En el código ASCE 7-22 estos son el Coeficiente de modificación de respuesta  $R$ , el Factor de sobre resistencia  $\Omega_0$  y el Factor de amplificación de deflexión  $C_d$ .

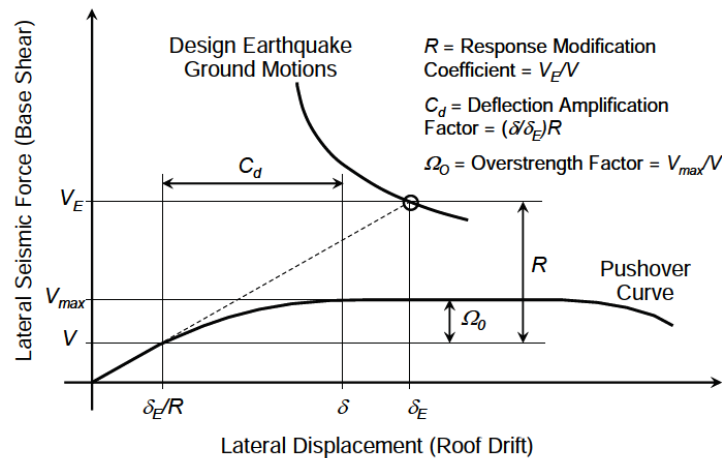


Figure 1-1 Illustration of seismic performance factors ( $R$ ,  $\Omega_0$ , and  $C_d$ ) as defined in the Commentary to the NEHRP Recommended Provisions (FEMA, 2004b).

**Figura 2.2** Ilustración de factores de desempeño sísmicos ( $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$ ) definidos de acuerdo al NEHRP Recommended Provisions. Fuente: FEMA, 2004b.

El coeficiente de modificación de la respuesta  $R$ , es el factor usado para calcular el cortante basal reducido de diseño y las fuerzas sísmicas de diseño. “Este factor se define como la proporción que hay entre el cortante basal producido en la estructura si esta permaneciera en el rango elástico y el cortante basal mínimo requerido para resistir las fuerzas sísmicas y

acomodar los desplazamientos inelásticos sin ningún riesgo de estabilidad” (Moroni et al., 1996).

Cabe notar que el factor  $R$  es independiente de la variación del periodo de vibrar  $T$ , es decir su valor es igual para cualquier periodo de vibrar. Sin embargo, muchos investigadores sugieren el uso de este tipo de factores de reducción de resistencia considerando su relación con el periodo estructural, Miranda y Bertero (1994). Desde la última década del siglo XX diversos investigadores han presentado fórmulas para el cálculo del factor  $R$ , sin embargo, hasta su versión actual del ASCE 7-22, el código no requiere el cálculo de  $R$ , sino es proporcionado como un valor constante para cada sistema sismorresistente.

El factor de sobre resistencia  $\Omega_0$ , es usado para amplificar los elementos mecánicos obtenidos del análisis sísmico lateral en elementos especiales y conexiones con el fin de que estos no fallen antes de cualquier otro elemento en la estructura.

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E \quad (12.4-7)$$

Donde:

$E_{mh}$  = Efectos de las fuerzas sísmicas laterales incluyendo la sobre resistencia

$Q_E$  = Efectos de las fuerzas sísmicas resultados de la aplicación simultanea de las fuerzas horizontales en las dos principales direcciones ortogonales.

$\Omega_0$  = Factor de sobre resistencia, de acuerdo a la tabla 12.2-1.

Específicamente el código requiere que los efectos sísmicos que incluyen la sobre resistencia sean contemplados en:

- Cimentación y otros elementos que contribuyan a la resistencia al volteo de estructuras en voladizos.
- Elementos que soportan muros o columnas con discontinuidad vertical
- Elementos de materiales con códigos de diseño específicos que requieran el uso del factor de sobre resistencia, tales como el AISC 360 para elementos de acero y el ACI 318 para elementos de concreto

Los efectos sísmicos que contemplan la sobre resistencia deben considerarse en conjunto con los efectos de los otros tipos de cargas de acuerdo a las combinaciones básicas de diseño 6 y 7.

$$6. 1.2D + E_v + E_{mh} + L + 0.15S$$

$$7. 0.9D - E_v + E_{mh}$$

En cuanto al factor de amplificación de deflexión  $C_d$ , este es usado en el cálculo de las distorsiones de entrepiso, que posteriormente han de ser revisadas contra las distorsiones limite, y también en la revisión del criterio de inclusión de efectos P-Delta.

La selección del sistema estructural sismorresistente implica la adopción de valores determinados para los factores de modificación que son usados en los análisis lineales permitidos.

Antes de determinar los factores de modificación, es necesario verificar que el sistema sismorresistente propuesto para cada principal dirección ortogonal sea permitido de acuerdo a la sección 12.2 y la tabla 12.2-1. Se permite el uso de un sistema o una combinación de sistemas ante los efectos sísmicos laterales y verticales en base a su categoría de diseño sísmico y la altura de la estructura.

Cada sistema se subdivide por el tipo de elementos verticales usados para resistir las cargas sísmicas laterales, y es con esta clasificación que encontramos los factores de modificación correspondientes.

Para marcos de concreto reforzado podemos identificar tres tipos: ordinarios, intermedios y especiales. Estos tipos de marcos están relacionados a requerimientos de diseño y detallado de los elementos de la estructura particulares para cada caso, cuyo propósito es buscar diferentes niveles de desempeño de la estructura. Los requerimientos para los tres tipos de marcos de concreto pueden ser encontrados en el ACI 318-19.

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	Overstrength Factor, $\Omega_o^b$	Deflection Amplification Factor, $C_d^c$	Structural System Limitations Including Structural Height, $h_n$ , Limits (ft) <sup>d</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP <sup>l</sup>	NP <sup>l</sup>	NP <sup>l</sup>
5. Special reinforced concrete moment frames <sup>m</sup>	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame <sup>n</sup>	14.1	3½	3 <sup>p</sup>	3½	35	35	35	35	35

**Tabla 12.2-1** Coeficientes de diseño y factores para sistemas sismo-resistentes. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

### II.1.7.1 D Factor de redundancia $\rho$

Además de los factores de modificación  $R$ ,  $\Omega_o$  y  $C_d$  existe un cuarto factor necesario para el cálculo de las fuerzas laterales, el factor de redundancia  $\rho$ , y se determina de acuerdo a la sección 12.3.4. El valor de  $\rho$  al igual que los anteriores factores de modificación, puede ser diferente en ambas direcciones principales de análisis. Existen solo dos valores distintos posibles para este factor, dependiendo de la categoría de diseño sísmico  $\rho$  es igual 1 para las categorías B y C, y es igual 1.3 para las categorías D, E y F. Otros casos donde el valor de  $\rho$  es igual a 1 es en el cálculo de distorsiones y efectos P-Delta, diseño de elementos no estructurales y diseño de miembros o conexiones en el cual los efectos sísmicos incluyan el factor de sobre resistencia.

### II.1.8 Flexibilidad del diafragma

Los sistemas de piso en la estructura deben ser clasificados como flexibles, semirrígidos o rígidos de acuerdo a la sección 12.3.1 y sus subsecciones. Esta clasificación está relacionada a la rigidez en su plano del sistema de piso, la rigidez fuera del plano no es considerada en los procesos analíticos de los diafragmas.

La clasificación de diafragma flexible es solamente aplicable para cubiertas de láminas de acero y paneles estructurales de madera. Las ventajas de esta clasificación en comparación

con las otras dos, es que no es necesario considerar efectos de torsión accidental y además el análisis puede reducirse a considerar solo las masas tributarias.

La clasificación de diafragma rígido de acuerdo a la sección 12.3.1.2 es aplicable cuando se cumplen las siguientes tres condiciones:

- 1) El sistema de piso es losa de concreto o losacero con capa de compresión
- 2) La relación geométrica de claro libre (distancia perpendicular a la dirección de análisis entre elementos verticales sismorresistentes) y el largo del sistema de piso en el sentido de la dirección de análisis, es menor o igual a 3.
- 3) El sistema de piso no tiene Irregularidades Horizontales de Tipo 2,3,4 o 5, de acuerdo a la tabla 12.3-1.

La ventaja de esta clasificación sobre la semirrígida es la de no tener que considerar la rigidez dentro del plano, sin embargo, con la capacidad de procesamiento de las computadoras y el desarrollo de los programas de análisis actuales esta ventaja puede ser en muchos casos desapercibida, ya que se traduce en diferencia de tiempos de cómputo muy pequeños.

Type	Description	Reference Section*	Seismic Design Category Application
1	<p><b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity, defined to exist where either:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• More than 75% of any story's lateral strength below the diaphragm is provided at or on one side of the center of mass, or</li> <li>• The Torsional Irregularity Ratio (TIR) exceeds 1.2.</li> </ul> <p>The story lateral strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.</p>	Table 12.3-1a, 12.3.3.5, 12.5.1.2, 12.7.3, 12.8.4.3, 12.8.6, 16.3.4	B, C, D, E, F C, D, E, F B, C, D, E, F C, D, E, F C, D, E, F B, C, D, E, F
2.	<p><b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity, defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 20% of the plan dimension of the structure in the given direction.</p>	12.3.3.5	D, E, F
3.	<p><b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity, defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 25% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.</p>	12.3.3.5	D, E, F
4.	<p><b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity, defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.</p>	12.3.3.5, 12.3.3.5, 12.7.3, 16.3.4	B, C, D, E, F D, E, F B, C, D, E, F B, C, D, E, F
5.	<p><b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity, defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.</p>	12.5.3, 12.5.4, 12.7.3, 16.3.4	C, D, E, F B, C, D, E, F B, C, D, E, F

\*See Section 12.8.1.3 for requirement for any structure with an irregularity listed in this table.

**Tabla 12.3-1** Irregularidades estructurales horizontales. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

Cuando el sistema de piso no pueda ser clasificado como diafragma rígido o flexible, se deberá considerar como semirrígido. Para diafragmas semirrígidos, el código requiere que sea contemplada la rigidez dentro del plano del diafragma, esto se suele lograr a través de los programas de cómputo actuales que utilizan herramientas de análisis de elemento finito.

## **II.1.9 Combinaciones de carga**

### **II.1.9.1 Combinaciones básicas de diseño por resistencia**

El ASCE 7-22 estipula diferentes combinaciones de acciones para las metodologías de diseño por Factores de carga y resistencia (LRFD) y por Esfuerzos permisibles (ASD). Dado que en la actualidad la filosofía de diseño mayormente aceptada es el diseño por Factores de carga y resistencia, es esta sobre la que se basaran todas las consideraciones y cálculos subsecuentes. Por lo tanto, las combinaciones de carga para el diseño por resistencia estipuladas según la sección 2.3 del código son las siguientes:

1a.  $1.4D$

2a.  $1.2D + 1.6L + (0.5L_r \text{ o } 0.3S \text{ o } 0.5R)$

3a.  $1.2D + (1.6L_r \text{ o } 1.0S \text{ o } 1.6R) + (L \text{ o } 0.5W)$

4a.  $1.2D + 1.0(W \text{ o } W_T) + L + (0.5L_r \text{ o } 0.3S \text{ o } 0.5R)$

5a.  $0.9D + 1.0(W \text{ o } W_T)$

Donde:

$D$  = Carga muerta

$L$  = Carga viva reducida

$L_r$  = Carga viva de azotea

$S$  = Carga por nieve

$R$  = Carga por lluvia

$W$  = Carga por viento

$W_T$  = Carga por tornado

Como es típico en el diseño estructural convencional, se deben considerar los efectos más desfavorables con las combinaciones a utilizar, sin embargo, de los efectos contemplados en

estas combinaciones algunas no son siempre relevantes en el análisis ya que en muchas ocasiones pueden llegar a no ocurrir en el periodo útil de la estructura como es el caso de nieve y tornado.

De acuerdo al código, no es necesario que las cargas accidentales de tornado, sismo y viento sean consideradas para actuar al mismo tiempo, es por esto que no existe combinación de diseño donde se sumen los efectos de por lo menos dos de ellas juntas.

#### **II.1.9.1.1 Carga viva reducida $L$**

Dentro de las combinaciones sísmicas y las combinaciones por viento que serán consideradas en este estudio, se involucran las cargas de tipo muerta y viva.

Las cargas muertas son, por definición de acuerdo a la sección 3.1, aquellas debido al peso de todos los materiales en la construcción de la estructura y el peso de cualquier equipo o elemento fijado a la estructura. El estándar no establece métodos especiales para la estimación de las cargas muertas, por lo que cualquier análisis convencional es suficiente, como lo es, por ejemplo, la multiplicación de pesos volumétricos por los volúmenes esperado de las secciones.

Las cargas vivas son, por definición de acuerdo a la sección 4.1 las cargas producidas por el uso y la ocupación de la estructura. Las cláusulas relacionadas a la estimación de la carga viva se encuentran en el capítulo 4 del estándar. Las cargas uniformemente distribuidas que deberán considerarse sobre las áreas de aplicación se encuentran especificadas en la tabla 4.3-1 de acuerdo al tipo de uso u ocupación. El parámetro principal a considerar de esta tabla es la carga viva reducible  $L_0$ .

En la tercera columna de la tabla se indica si es o no permisible la reducción de la carga viva  $L_0$ , y junto a ello, la sección relacionada.

Las secciones 4.7 y 4.8 establecen los criterios mayormente empleados de reducción de las cargas vivas uniformes  $L_0$ . La sección 4.7 establece la ecuación 4.7-1 para la reducción de la carga viva en áreas diferentes de niveles de azotea.

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (4.7-1.SI)$$

Donde:

$L$  = Carga viva uniforme reducida

$K_{LL}$  = Factor de carga viva de elemento, de acuerdo a la tabla 4.7-1.

$A_T$  = Área tributaria

Hay que notar que los valores del factor  $K_{LL}$  toman valores de 1,2,3 y 4, y dependen del tipo de elemento a diseñar. Además de esta variación, también existen áreas tributarias diferentes para todos los elementos, los cuales pueden generar una enorme variabilidad en los valores de la carga viva uniforme reducida  $L$ , sobre todo en configuraciones estructurales muy irregulares, las cuales llegan a ser muy comunes por condiciones de arquitectura. Aun cuando el ingeniero llegara a considerar el cálculo de la carga viva reducida para el diseño de los miembros estructurales, debe tomar en cuenta que el proceso de cálculo exige más de una combinación de carga que a su vez suelen ir acompañadas de varios casos de carga, resultando en la necesidad de ejecutar numerosos análisis.

### **II.1.9.2 Combinaciones con cargas sísmicas de diseño por resistencia**

Además de las combinaciones básicas anteriores, se encuentran combinaciones extras para efectos por inundación, hielo y sismo, de las cuales las que se toman para su evaluación en este caso de estudio son las combinaciones de carga por efectos de sismo:

$$6. 1.2D + E_v + E_h + L + 0.15S$$

$$7. 0.9D - E_v + E_h$$

Donde:

$E_v$  = Efectos de carga vertical por sismo

$E_h$  = Efectos de carga horizontal por sismo

De acuerdo a la sección 12.4.2.1:

$$E_h = \rho Q_E \quad (12.4-3)$$

Donde:

$Q_E$  = Efectos de cargas horizontales sísmicas aplicadas en dos direcciones ortogonales simultáneamente.

$\rho$  = Factor de redundancia, de acuerdo a la sección 12.3.4 y determinado más adelante.

Además, de acuerdo a la sección 12.4.2.2:

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (12.4-4a)$$

Donde:

$S_{DS}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos cortos para el  $MCE_R$  con amortiguamiento del 5%, ajustado para la clase de sitio.

Sustituyendo las ecuaciones 12.4-3 y 12.4-4a en las combinaciones básicas 6 y 7, estas quedan expresadas como sigue:

6.  $(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + \rho Q_E + L + 0.15S$

7.  $(0.9 - 0.2 S_{DS}) D + \rho Q_E$

Las cargas a considerar en este caso de estudio se limitarán a las permanentes, variables y las cargas accidentales por sismo y viento.

Excluyendo los efectos en la estructura por cargas de nieve, las combinaciones sísmicas que serán consideradas para el análisis sísmico se resumen como sigue:

6.  $(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + \rho Q_E + L$

7.  $(0.9 - 0.2 S_{DS}) D + \rho Q_E$

### **II.1.9.3 Combinación con cargas sísmicas para cálculo de desplazamientos y distorsiones**

Como se verá más adelante en la sección de cálculo del Cociente de Irregularidad Torsional TIR, la combinación de carga para el cálculo de los desplazamientos y distorsiones de entrepiso es:

$$D + Q_E + 0.5L$$

#### **II.1.9.4 Casos y combinaciones de carga finales, incluyendo efectos de torsión y el método de combinación de direcciones ortogonales**

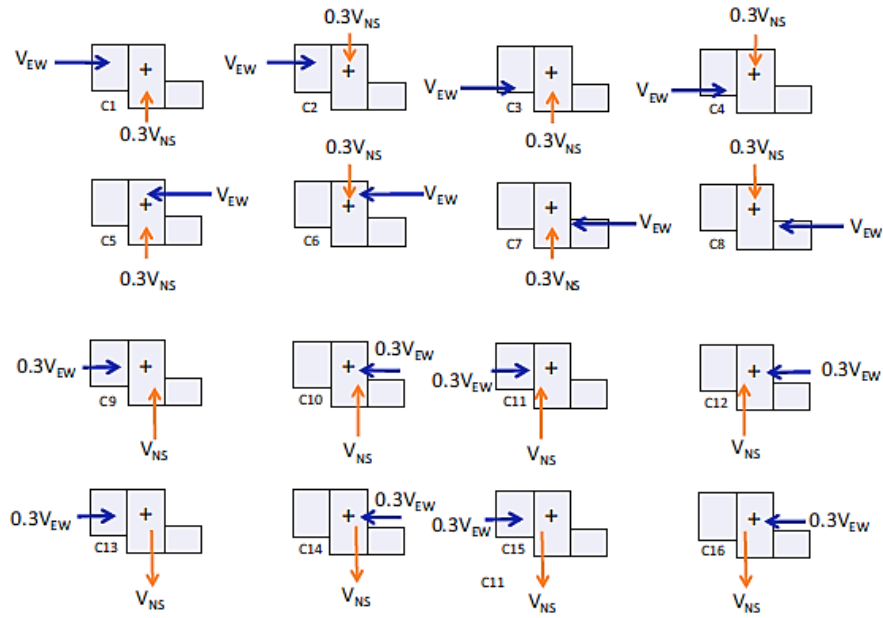
Como ya se ha mencionado, las combinaciones de carga establecidas por el código que consideran los efectos de la carga sísmica son:

6.  $(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + \rho Q_E + L$

7.  $(0.9 - 0.2 S_{DS}) D + \rho Q_E$

$Q_E$  representa los efectos producidos por las cargas laterales determinadas en el análisis sísmico incluyendo los efectos de torsión accidental (cuando sean requeridos) y los efectos de aplicación simultánea en dos direcciones ortogonales (cuando sean requeridos).

El mayor número de casos de carga se presenta cuando son requeridos los efectos de torsión accidental y también son requeridos los efectos de aplicación simultánea en dos direcciones ortogonales. Cuando se presentan ambos requerimientos, el desplazamiento supuesto del centro de masa para la aplicación de la torsión accidental no necesita ser aplicado en ambas direcciones, sino solo ser aplicado en la dirección que produzca el mayor efecto en los elementos, es decir en la dirección principal de análisis. Estas consideraciones generan 16 posibles casos de carga como se muestra en la figura 2.3 resumidas en la tabla G15-1.



**Figura 2.3** Casos de carga básicos usados en el análisis ELF. Fuente: Guide to the seismic load provisions of ASCE 7-10, 2015.

Major Load Direction	Major Load Applied at Eccentricity <sup>a</sup>	Orthogonal Load (applied at zero eccentricity) <sup>b</sup>	Load Case Number
+V <sub>EW</sub>	0.05A <sub>x</sub> B	+0.3 V <sub>NS</sub>	1
		-0.3 V <sub>NS</sub>	2
	-0.05A <sub>x</sub> B	+0.3 V <sub>NS</sub>	3
		-0.3 V <sub>NS</sub>	4
-V <sub>EW</sub>	0.05A <sub>x</sub> B	+0.3 V <sub>NS</sub>	5
		-0.3 V <sub>NS</sub>	6
	-0.05A <sub>x</sub> B	+0.3 V <sub>NS</sub>	7
		-0.3 V <sub>NS</sub>	8
+V <sub>NS</sub>	0.05A <sub>x</sub> L	+0.3 V <sub>EW</sub>	9
		-0.3 V <sub>EW</sub>	10
	-0.05A <sub>x</sub> L	+0.3 V <sub>EW</sub>	11
		-0.3 V <sub>EW</sub>	12
-V <sub>NS</sub>	0.05A <sub>x</sub> L	+0.3 V <sub>EW</sub>	13
		-0.3 V <sub>EW</sub>	14
	-0.05A <sub>x</sub> L	+0.3 V <sub>EW</sub>	15
		-0.3 V <sub>EW</sub>	16

<sup>a</sup>A<sub>x</sub> is the torsional amplification factor.

<sup>b</sup>Not always required. See Section 12.5.

**Tabla G15-1** Generación de casos de carga para el análisis ELF. Fuente: Guide to the seismic load provisions of ASCE 7-10, 2015.

Se presentan 16 diferentes casos para el cálculo de los efectos sísmicos horizontales  $Q_E$ , además, considerando que son dos combinaciones de carga sísmica (combinación 6 y 7), se producen 32 combinaciones de carga para el diseño sismorresistente (16 casos para la combinación 6 y 16 casos más para la combinación 7) y 32 combinaciones de carga para el cálculo de los desplazamientos de entrepiso.

### **II.1.10 Métodos de combinación direccional**

Con la finalidad de considerar los efectos de carga sísmica más desfavorables, el código establece dos métodos de análisis de acuerdo a la aplicación de cargas sísmicas con respecto a su dirección:

- Método de direcciones independientes
- Método de combinación de direcciones ortogonales

Para ambos métodos, el sistema estructural debe satisfacer los requerimientos de resistencia y distorsiones.

El primero de los métodos como su nombre indica, consiste en aplicar las cargas sísmicas por medio de análisis separados e independientes en las dos direcciones ortogonales principales.

El segundo aplica las cargas sísmicas en ambas direcciones ortogonales principales simultáneamente, con una combinación del 100% de las fuerzas en una dirección, y el 30% en la dirección perpendicular. Ya que son dos direcciones principales y que cada dirección tiene dos sentidos, se tienen cuatro sentidos principales de aplicación, además, ya que debe aplicarse simultáneamente cargas en la dirección perpendicular, y cada una de estas también tienen dos sentidos, se concluyen 8 posibles combinaciones para el método de combinación de direcciones ortogonales, como se indica en la tabla 2.1:

Combinaciones direccionales ortogonales				
Dirección Principal	Sentido	Dirección Perpendicular	Sentido	Combinación
X	+X	Y	+Y	+X+Y
			-Y	+X-Y
	-X		+Y	-X+Y
			-Y	-X-Y
Y	+Y	X	+X	+Y+X
			-X	+Y-X
	-Y		+X	-Y+X
			-X	-Y-X

**Tabla 2.1** Combinaciones direccionales ortogonales. Fuente: Elaboración propia, 2023.

La aplicabilidad del tipo de método a emplear depende de la Categoría de Diseño Sísmico, junto a ciertas condiciones específicas relacionadas a la configuración estructural de acuerdo a las secciones 12.5.2, 12.5.3 y 12.5.4.

De entre los métodos direccionales (direccional independiente y combinación de direcciones ortogonales), el método de combinación de direcciones ortogonales es permitido para cualquier Categoría de Diseño Sísmico sin ninguna condición. Es por esto que en la práctica algo común sería aplicar este último método, sin necesidad de gastar tiempo considerable en hacer las revisiones para determinar si existen las condiciones mencionadas, y sin necesidad de sacrificar grandes tiempos de análisis dada la velocidad de cómputo de los programas actuales.

### II.1.11 Selección del método de análisis

El estándar permite los siguientes tipos de análisis:

- Método de fuerza lateral equivalente
- Análisis modal espectral
- Análisis lineal tiempo – historia
- Análisis no lineal tiempo – historia

Hasta la versión ASCE 7-22 la selección del tipo de análisis sísmico era determinado de acuerdo a la tabla 12.6-1. De acuerdo a esta tabla, las restricciones no permitían el método de fuerza lateral equivalente para estructuras con categoría de diseño sísmico D, E y F que superaran 48.80 m de altura, que tuvieran irregularidades estructurales, que tuvieran periodo fundamental mayor a 3.5 veces el periodo del suelo, o edificios con más de dos niveles arriba de la base. Mientras que la estructura no cumpliera alguna de estas condiciones cualquier método era permitido. Sin embargo, en su versión actual, el estándar ASCE 7-22, ha eliminado la tabla 12.6-1, y con ella cualquier especificación de restricción de selección de análisis. Ahora cualquier método de análisis a disposición de ser usado siempre que se sigan correctamente los pasos correspondientes.

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Procedure, Section 12.8 <sup>a</sup>	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9.1, or Linear Response History Analysis, Section 12.9.2 <sup>a</sup>	Nonlinear Response History Procedures, Chapter 16 <sup>a</sup>
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding two stories above the base	P	P	P
	Structures of light-frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft (48.8 m) in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

<sup>a</sup>P: Permitted; NP: Not Permitted;  $T_s = S_{D1}/S_{D5}$ .

**Tabla 12.6-1** Métodos analíticos permitidos. Fuente: ASCE/SEI 7, 2016.

## II.1.12 Criterios de modelado estructural

La sección 12.7 establece criterios para la construcción de modelos matemáticos para el análisis sísmico.

La sección 12.7.1 establece que, para determinar las cargas sísmicas, se permite considerar empotramientos en la base de la estructura, es decir, grados de libertad restringidos al giro y a movimientos traslacionales.

La sección 12.7.2 establece las cargas que deben ser parte del peso sísmico efectivo  $W$  de la estructura. Estas son:

1. Cargas muertas
2. Un mínimo del 25% de la carga viva en áreas de uso de almacenamiento.
3. Peso uniforme distribuido de muros divisorios, cuando existan, de por lo menos 50 kg/m<sup>2</sup>.
4. Peso total de equipo permanente
5. El 15% de la carga de nieve de diseño cuando esta exceda de 220 kg/m<sup>2</sup>
6. Peso de jardinería
7. Peso de fluidos y material a granel de uso diario.

De acuerdo a la sección 12.7.3 el modelo matemático para determinar las fuerzas en los miembros estructurales y los desplazamientos debe considerar las cargas y cualquier desplazamiento impuesto, incluyendo los efectos P-delta. Además, se estipulan dos requisitos especiales para materiales específicos:

- Elementos de concreto y mampostería deben considerar los efectos de agrietamiento.
- Marcos de acero deben considerar la contribución de deformaciones de zonas panel a los desplazamientos y distorsiones.

## **II.2 Método de análisis de Fuerza Lateral Equivalente (ELF)**

El método de análisis de fuerzas equivalentes laterales (ELF) se realiza de acuerdo a lo indicado en la sección 12.8 del código. La idea principal de este método es determinar la magnitud del cortante basal y distribuirla en fuerzas puntuales laterales en cada nivel.

Para poder comenzar con el método ELF es necesario conocer el periodo fundamental en la dirección de análisis en cuestión. Existen procedimientos determinados por el código para estimar el periodo fundamental aproximado en una dirección dada, sin embargo, el periodo a utilizar debe ser determinado bajo un análisis debidamente fundamentado que contemple la rigidez de los elementos sismorresistentes. Esto puede realizarse bajo un análisis modal

del modelo matemático definido, lo cual es muy común en la práctica de la ingeniería estructural hoy en día.

### II.2.1 Determinación del Coeficiente de respuesta sísmica $C_s$

Desde la nueva versión del código ASCE 7-22, existen dos métodos para el cálculo del coeficiente sísmico de respuesta  $C_s$ .

El primer método calcula  $C_s$  como sigue:

$$C_s = \frac{S_a}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (12.8-2)$$

El segundo método calcula  $C_s$  como sigue:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (12.8-3)$$

Donde:

$S_a$  = Ordenada de aceleración del espectro multiperiodo de diseño correspondiente al periodo fundamental de la dirección de análisis.

$S_{DS}$  = Parámetro de aceleración espectral de diseño relacionada al rango de periodos cortos

$R$  = Factor de modificación de respuesta

$I_e$  = Factor de importancia

El primer método presenta la desventaja de la necesidad de la construcción del espectro de diseño multiperiodo y la necesidad de interpolar entre los valores de sus ordenadas espectrales para determinar la aceleración correspondiente al periodo fundamental de la dirección de análisis. Por otra parte, el segundo método, el cual además resulta ser el único usado en versiones anteriores, presenta la ventaja que todos los parámetros que emplea son ya conocidos. Otro punto a favor del segundo método es que este se vuelve necesario cuando

el espectro multiperiodo de diseño no puede ser encontrado en la base de datos de la USGS haciendo inutilizable el primer método. Por estas razones se recomienda el cálculo del coeficiente  $C_s$  de acuerdo a la ecuación 12.8-3.

El valor del coeficiente  $C_s$  debe ser revisado que no sea mayor que los límites máximos calculados con las ecuaciones 12.8-4 y 12.8-5 ni que sea menor que el límite mínimo calculado con la ecuación. El coeficiente límite  $C_{s\ max}$  se calcula con el periodo  $T$  según la sección 12.8.2, el cual establece que  $T$  debe ser el periodo fundamental en la dirección de análisis obtenido de un análisis apropiado y que, además,  $T$  no debe exceder cierto límite calculado como sigue:

$$T_{max} = T_a C_u$$

Donde:

$T_a$  = Periodo estructural aproximado, de acuerdo a la sección 12.8.2.1.

$C_u$  = Coeficiente de límite superior para el periodo calculado, determinado de acuerdo a la tabla 12.8-1.

Según la sección 12.8.2.1,  $T_a$  puede calcularse con la ecuación 12.8-8

$$T_a = C_t h_n^x \quad (12.8-8)$$

Donde  $h_n$  es la altura total de la estructura desde la base, y los coeficientes  $C_t$  y  $x$  son parámetros que relacionan la altura y el tipo de estructura con el periodo estructural de acuerdo a la tabla 12.8-2.

Structure Type	$C_t$	$x$
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724)*	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466)*	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1, line B1 or D1	0.03 (0.0731)*	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731)*	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488)*	0.75

\*SI equivalents in parentheses.

**Tabla 12.8-2** Parámetros  $C_t$  y  $x$  del periodo aproximado. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022

### II.2.1.1 Revisión de $C_s$ max:

for  $T \leq T_L$ ,

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (12.8-4)$$

and for  $T > T_L$ ,

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (12.8-5)$$

### II.2.1.2 Revisión de $C_s$ min:

$$C_s = 0.044 S_{D5} I_e \geq 0.01 \quad (12.8-6)$$

Además, cuando el parámetro de aceleración  $S_I$  es mayor o igual a 0.6,  $C_s$  no debe ser menor que

$$C_s = 0.5 S_I / (R/I_e) \quad (12.8-7)$$

Una vez definido  $C_s$  es posible calcular el cortante basal  $V$ , de acuerdo a la ecuación 12.8-1

$$V = C_s W \quad (12.8-1)$$

Donde  $W$  es el peso efectivo para sismo de acuerdo a la sección 12.7.2. El peso sísmico que debe considerarse de acuerdo al ASCE es aquella porción de masa o peso que está físicamente sujeta a la estructura y que producen fuerzas inerciales durante los movimientos laterales de un sismo. Por tanto, la carga viva como muebles, equipo suelto y los ocupantes no necesitan ser incluidas. Existen cierto tipo de cargas vivas que pueden desarrollar fuerzas inerciales y que sí deben ser consideradas en el peso sísmico, por ejemplo, maquinaria y equipos permanente propiamente sujetos a la estructura como aires acondicionados y elevadores, almacenamiento de material y fluidos entre otros.

Continuando con el método del ELF, el cortante basal debe ser distribuido en forma de fuerzas aplicadas en cada nivel de la estructura de acuerdo a la sección 12.8.3. La fuerza lateral equivalente correspondiente en cada nivel se determina con las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx}V \quad (12.8-12)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (12.8-13)$$

Donde:

$C_{vx}$  = Factor de distribución vertical

$V$  = Fuerza lateral total o cortante basal

$w_i, w_x$  = Porción del peso total efectivo  $W$  en el nivel  $i$  o  $x$ .

$h_i, h_x$  = Altura desde la base hasta el nivel  $i$  o  $x$

$k$  = Exponente relacionado al periodo estructural.

El exponente  $k$  toma los siguientes valores:

$$k = 1.0 \text{ si } T \leq 0.5 \text{ s}$$

$$k = 2.0 \text{ si } T \geq 2.5 \text{ s}$$

para estructuras con valores de  $T$  entre 0.5 s y 2.5 s,  $k$  debe ser interpolado entre 1 y 2.

## II.2.2 Efectos de torsión

Existen dos tipos de torsión definidos por el código, la torsión inherente y la torsión accidental.

La torsión inherente es la torsión que normalmente se presenta cuando la ubicación del centro de masa y la ubicación del centro de rigidez en un sistema de piso no son la misma, por lo que frente a acciones laterales se presenta de manera natural un momento torsional.

La torsión accidental es una torsión extra que el código requiere considerar en el análisis debido a la imprecisión real de la ubicación del centro de masa y del centro de rigidez proveniente de las incertidumbres en la construcción, aplicación de cargas reales y procesos de diseño que pueden generar efectos diferentes a los definidos en los modelos matemáticos.

Cuando el tipo de diafragma es rígido o semirrígido, los efectos de torsión inherente deben ser considerados en el análisis y diseño. Estos son automáticamente aplicados cuando se usan modelos tridimensionales en los programas de diseño estructural de uso comercial.

Cuando el tipo de diafragma es rígido o semirrígido, los efectos de torsión accidental deben ser considerados en el análisis y diseño en cualquiera de estos casos:

- Si se cuenta con una categoría de diseño sísmico B, irregularidad horizontal tipo 1 y un Cociente de Irregularidad Torsional  $TIR > 1.4$ .
- Si se cuenta con una categoría de diseño sísmico C, D, E o F y con irregularidad horizontal tipo 1 (Irregularidad torsional).

Ambos casos requieren conocer el Cociente de Irregularidad Torsional ( $TIR$ ) ya que el cálculo de este es necesario para determinar si existe irregularidad horizontal tipo 1. El  $TIR$  se calcula conforme a la sección 12.3.2.1.1 y la ecuación 12.3-2.

$$TIR = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}} \quad (12.3-2)$$

Donde:

$\Delta_{max}$  = El máximo desplazamiento de entrepiso en los extremos de la estructura perpendiculares a la dirección de análisis, calculados con el método de análisis ELF y con una torsión accidental de acuerdo a la sección 12.8.4.

$\Delta_{avg}$  = El promedio de los dos máximos desplazamientos de entrepiso en los extremos de la estructura perpendiculares a la dirección de análisis calculados con las mismas consideraciones para el cálculo de  $\Delta_{max}$ .

### **II.2.2.1 Aplicación de la torsión accidental para el cálculo del TIR**

La aplicación de la torsión accidental se realiza de acuerdo a la sección 12.8.4.2.2. El código establece que los momentos de torsión accidental deben ser combinados con los momentos de torsión inherentes. Cuando un análisis en tres dimensiones es ejecutado los momentos de

torsión inherentes son automáticamente calculados. Los momentos de torsión accidentales, sin embargo, deben ser determinados usando un desplazamiento supuesto del centro de masa perpendicular a la dirección de análisis en cada sentido. La magnitud de este desplazamiento es igual al 5% del ancho del sistema de piso (dimensión perpendicular a la dirección principal de análisis).

Cómo aplicar la carga lateral calculada con el método ELF, en conjunto con la torsión accidental en el modelo tridimensional, dependerá del tipo de diafragma. Si se tiene un diafragma rígido para el cual se considera una rigidez infinita en su plano, se puede aplicar directamente la fuerza lateral al centro de masa acompañada de un momento torsional  $M_{ta} = F(0.05L)$ , o aplicando la fuerza  $F$  en el centro de masa desplazado. Esto sin embargo no debería hacerse cuando se considera el diafragma como semirrígido ya que si el diafragma es suficientemente flexible esto presentaría deformaciones locales mayores en el punto de aplicación y puede no llegar a representar los efectos de torsión en los extremos donde se evaluarán los desplazamientos de entrepiso. Para el caso de diafragma semirrígido, las fuerzas deben ser distribuidas por toda la extensión del diafragma. Una manera de hacer esto es a través de varios nodos, en los que las fuerzas totales sean distribuidas en proporción a la masa tributaria del nodo.

Los efectos de torsión son más críticos cuando la torsión inherente y la torsión accidental rotan en el mismo sentido, ocasionando una amplificación. Caso contrario, cuando rotan en sentidos opuestos se produce una reducción. Claramente los efectos más desfavorables se presentan en el primer caso, por lo tanto, los efectos de torsión accidental que controlan la revisión de la irregularidad torsional son aquellos que siguen el sentido de la torsión inherente.

Conocer el sentido de rotación de la torsión inherente es posible conociendo la ubicación del centro de masa y el centro de rigidez, que incluso, en algunos casos puede ser intuido visualmente poniendo atención en la ubicación de los miembros sismorresistentes. Esta información puede ayudar al ingeniero a reducir la cantidad de análisis necesarios para el cálculo del *TIR* al no tener que aplicar ambos sentidos de rotación accidental sobre el eje vertical sino uno solo para cada sentido horizontal.

Puede notarse la redundancia en el proceso para determinar si los efectos de torsión accidental deben ser contemplados en el análisis y diseño, ya que es necesario efectuar análisis que incluyan dichos efectos.

### II.2.2.1.1 Cálculo de desplazamientos

De acuerdo a la sección 12.3.2.1.1, exclusivamente para el cálculo de  $\Delta_{max}$  y  $\Delta_{avg}$ , se permite asumir la idealización de diafragma rígido, aun si algún diafragma ha sido clasificado como semirrígido. Sin embargo, ya que al final también es necesario calcular los desplazamientos máximos de entrepiso con la definición de diafragma acorde al código, resulta más práctico conservar el mismo tipo de diafragma desde el inicio, sin la necesidad de estar realizando cambios.

La sección 12.8.6.1 establece que para el computo de desplazamientos debe realizarse el análisis elástico usando las fuerzas laterales de diseño del método ELF usando un factor de carga de 1.0 para  $E_h$ , en conjunto con cargas gravitacionales. Las cargas gravitacionales no deberán ser menores a  $1.0D + 0.5L$ .

Por tanto, la combinación de carga para el cálculo de desplazamientos es:

$$D + Q_E + 0.5L$$

Donde:

$$L = 0.8L_0 \text{ si la carga viva es mayor a } 100 \text{ lb/ft}^2 \text{ (488 kg/m}^2\text{)}$$

$$L = 0.4L_0 \text{ si la carga viva es menor a } 100 \text{ lb/ft}^2 \text{ (488 kg/m}^2\text{)}$$

$$L_0 = \text{Carga viva de diseño sin reducir, de acuerdo a la tabla 4-1.}$$

En general para cálculo de desplazamientos, el Factor de Redundancia  $\rho$  debe ser igual a la unidad de acuerdo a la sección 12.3.4.1, por lo que  $E_h$  se reduce a  $1.0 Q_E$ .

Los desplazamientos sísmicos de diseño  $\delta_{DE}$  (desplazamientos inelásticos) se obtienen de acuerdo a la sección 12.8-16:

$$\delta_{DE} = \frac{C_d \delta_e}{I_e} + \delta_{di} \quad (12.8-16)$$

Donde:

$C_d$  = Factor de amplificación de la deflexión

$I_e$  = Factor de importancia

$\delta_e$  = Desplazamiento elástico calculado bajo fuerzas sísmicas de diseño incluyendo torsión accidental.

$\delta_{di}$  = Desplazamiento debido a la deformación del diafragma bajo fuerzas sísmicas de diseño.

A partir de los desplazamientos sísmicos de diseño  $\delta_{DE}$  deberán obtenerse los desplazamientos de entrepiso de diseño  $\Delta$  (desplazamientos de entrepiso inelásticos), los cuales no deberán sobrepasar los desplazamientos de entrepiso limite. La deformación del diafragma puede omitirse en la determinación de los desplazamientos de entrepiso de diseño de acuerdo a la sección 12.8.6.5, aunque con las herramientas de cómputo actuales, estas son automáticamente calculadas sin representar un esfuerzo de cálculo para el ingeniero.

### II.2.3 Efectos P-delta

La sección 12.8.7 establece que los efectos P-delta deben ser considerados cuando el Coeficiente de estabilidad  $\theta$  es mayor a 0.10 en cualquiera de los entrepisos del edificio. Dicho coeficiente se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{P_x / h_{sx}}{V_x / \Delta_{xe}} \quad (12.8-18)$$

Donde:

$P_x$  = La carga total vertical de diseño hasta el nivel  $x$ .

$h_{sx}$  = altura al nivel de entrepiso correspondiente.

$V_x/\Delta_{xe}$  = La rigidez de entrepiso en el nivel  $x$ , calculada como el cociente del cortante sísmico de diseño  $V_x$  dividido por el correspondiente desplazamiento relativo de entrepiso  $\Delta_{xe}$ .

$$\Delta_{xe} = \delta_{DEx} - \delta_{DEx-1}$$

Donde:

$\Delta_{xe}$  = Desplazamiento relativo de entrepiso con respecto a la proyección vertical de los centros de masa del nivel  $x$  y el nivel inmediato inferior.

$\delta_{DEx}$  = Desplazamiento sísmico de diseño en el nivel  $x$

$\delta_{DEx-1}$  = Desplazamiento sísmico de diseño en el nivel inmediato inferior al nivel  $x$ .

Los desplazamientos sísmicos de diseño se calculan de acuerdo a la ecuación:

$$\delta_{DE} = \frac{C_d \delta_e}{I_e} + \delta_{di} \quad (12.8-16)$$

Donde:

$\delta_{DE}$  = Desplazamiento sísmico de diseño

$C_d$  = Factor de amplificación de deflexión

$\delta_e$  = Desplazamiento elástico calculado con el espectro elástico de diseño

$I_e$  = Factor de importancia

$\delta_{di}$  = Desplazamiento debido a la deformación del diafragma calculado con el espectro elástico de diseño.

Como puede observarse, el criterio de uso de los efectos P-delta requiere de un análisis previo donde dichos efectos son despreciados. Obteniendo los desplazamientos del análisis es posible proceder al cálculo del Coeficiente de estabilidad  $\theta$  para todos los entrepisos.

Existen dos criterios importantes que el código establece concernientes a los efectos P-delta con base en los resultados del cálculo del Coeficiente de estabilidad  $\theta$ :

1. Si  $\theta$  es mayor en alguno de los entrepisos, los desplazamientos y fuerzas en los miembros del entrepiso en cuestión deben ser multiplicadas por  $1/(1-\theta)$ . Esta es la modificación que contempla los efectos P-delta. Por el contrario, si  $\theta$  es menor o igual a 1 para todos los entrepisos, esta modificación de los resultados no es necesaria y se asume que los efectos P-delta son despreciables.
2. Si  $\theta$  es mayor que  $\theta_{max}$  en cualquier nivel, el código explícitamente estipula que la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada.  $\theta_{max}$  se calcula como sigue:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (12.8-19)$$

Donde:

$\beta$  = Cociente de demanda de cortante entre capacidad de cortante para el entrepiso en cuestión. Este valor puede ser tomado conservadoramente igual a 1.

Hoy en día usualmente los programas de cómputo de uso comercial de análisis y diseño tienen la capacidad de ejecutar los cálculos de los efectos P-delta sin sacrificar mucho tiempo de análisis. Cuando el análisis de efectos P-delta es ejecutado por una computadora, los desplazamientos y los cortantes de entrepiso son automáticamente amplificados, por lo que no es necesario amplificar sus valores por  $1/(1-\theta)$ .

Ya que el proceso para determinar si los efectos P-delta deben ser o no considerados, implican mayor trabajo para el ingeniero de lo que sería calcularlos automáticamente desde el inicio con las poderosas herramientas de análisis actuales, se encuentra recomendable efectuar el análisis considerando los efectos siempre que sea posible.

Aun cuando los efectos P-delta han sido considerados, falta revisar que  $\theta_{max}$  no ha sido superado. Los valores de  $\theta$  se pueden recuperar de los análisis con y sin los efectos P-delta obteniendo los desplazamientos relativos de cada entrepiso para cada análisis. Asignando  $\Delta_0$  al desplazamiento de entrepiso calculado con efectos P-delta, y  $\Delta_f$  al desplazamiento de entrepiso con los efectos incluidos, el coeficiente de estabilidad se puede calcular con la ecuación FAQ-4 de la *Guide to the seismic load provisions of ASCE 7-10* (Charney, 2015)

$$\theta = 1 - \frac{\Delta_0}{\Delta_f} \quad (\text{Eq. FAQ-4})$$

## **II.3 Método de análisis Modal Espectral (MRS)**

El segundo y último método de análisis sísmico que será utilizado en este trabajo será el análisis lineal dinámico modal espectral especificado en la sección 12.9.1.

### **II.3.1 Numero de modos**

En los análisis modales, el número de formas modales encontradas depende del número total de grados de libertad considerados, por tanto, el número de formas modales posibles puede llegar muy elevado.

De acuerdo a la sección 12.9.1.1 el análisis modal debe incluir un número suficiente de modos que combinados alcancen una participación de la masa modal del 100% de la masa de la estructura. Alternativamente, el estándar permite que el análisis modal incluya la cantidad necesaria mínima de modos, que combinados alcancen una participación de la masa modal de al menos el 90% en cada dirección ortogonal.

### **II.3.2 Parámetros de Respuesta Modal**

Como es de esperarse, el método modal espectral requiere de un espectro de respuesta de aceleraciones para el cálculo de las fuerzas laterales utilizadas para el diseño. El espectro requerido para tal objetivo es el Espectro de respuesta de diseño, y como ya se visto, se determina de acuerdo a lo establecido en la sección 11.4.5.

De acuerdo a la sección 12.9.1.2, las fuerzas de diseño elásticas incluyendo las distorsiones deben ser reducidas dividiendo las ordenadas espectrales por  $R/I_e$ , además, los desplazamientos deben ser multiplicados por  $C_d/I_e$ . Cabe recordar que la división de las ordenadas espectrales por el factor de modificación de la respuesta  $R$ , representa las fuerzas de diseño contempladas para un comportamiento inelástico de la estructura, la multiplicación por el factor  $I_e$  las incrementa con el fin de proveer mayor resistencia para mejorar el desempeño de estructuras importantes, y la multiplicación de los desplazamientos por el factor de amplificación de la deflexión  $C_d$  devuelve valores de desplazamiento de diseño en el rango inelástico.

### II.3.3 Combinación de la respuesta modal

La sección 12.9.1.3 indica que la respuesta modal deber ser obtenida por medio de cualquiera de los siguientes métodos de combinación modal:

- Raíz de la suma de los cuadrados (SRSS)
- Combinación cuadrática completa (CQC)
- Combinación cuadrática completa modificada por ASCE 4 (CQC-4)

### II.3.4 Escalamiento de fuerzas y distorsiones

La sección 12.9.1.4.1 establece que el cortante basal resultado del análisis por MRS debe ser por lo menos igual al cortante basal calculado por el método ELF. Para esto las fuerzas obtenidas del análisis MRS deben ser multiplicadas por  $V_{ELF}/V_{MRS}$ , donde  $V_{ELF}$  es el cortante basal obtenido del método ELF, y  $V_{MRS}$  el cortante basal obtenido del análisis MRS.

De manera similar de acuerdo a la sección 12.9.1.4.2, las distorsiones deben ser multiplicadas por  $C_s W/V_{MRS}$  si el cortante basal obtenido del análisis MRS es menor que  $C_s W$ , donde  $C_s$  debe determinarse de acuerdo a la ecuación 12.8-7.

$$C_s = 0.5S_1/(R/I_e) \quad (12.8-7)$$

### II.3.5 Efectos de torsión accidental

La sección 12.9.1.5 establece que los efectos de torsión accidental deben ser tomados en cuenta aplicando un momento torsional accidental  $M_{ta}$  de la misma manera que fue hecho para el análisis ELF de acuerdo a las secciones 12.8.4.2 y 12.8.4.3. Esto es, asumiendo un desplazamiento del centro de masa del 5% en cada sentido de la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

### II.3.6 Consideraciones generales del modelo estructural

La sección 12.9.1.8 establece que, para el uso de este método de análisis, debe construirse un modelo matemático tridimensional. Además, cuando no se cumplan las condiciones de

diafragma rígido en cualquier nivel, estos deberán incluir las propiedades de rigidez para el análisis, es decir, se tratarán como diafragmas semirrígidos.

De acuerdo a la sección 12.9.1.6, para los efectos P-delta y la determinación de los desplazamientos y distorsiones, se indican las mismas cláusulas usadas para el método ELF.

El análisis modal espectral de acuerdo a la sección 12.5.1.2 debe usar el método de combinación ortogonal direccional para la aplicación de las cargas sísmicas, mismo que se usó anteriormente para el análisis estático ELF, y que consiste en aplicar el 100% de las fuerzas en una dirección en combinación con el 30% en la dirección ortogonal.

## **II.4 Análisis Sísmico del Caso de Estudio**

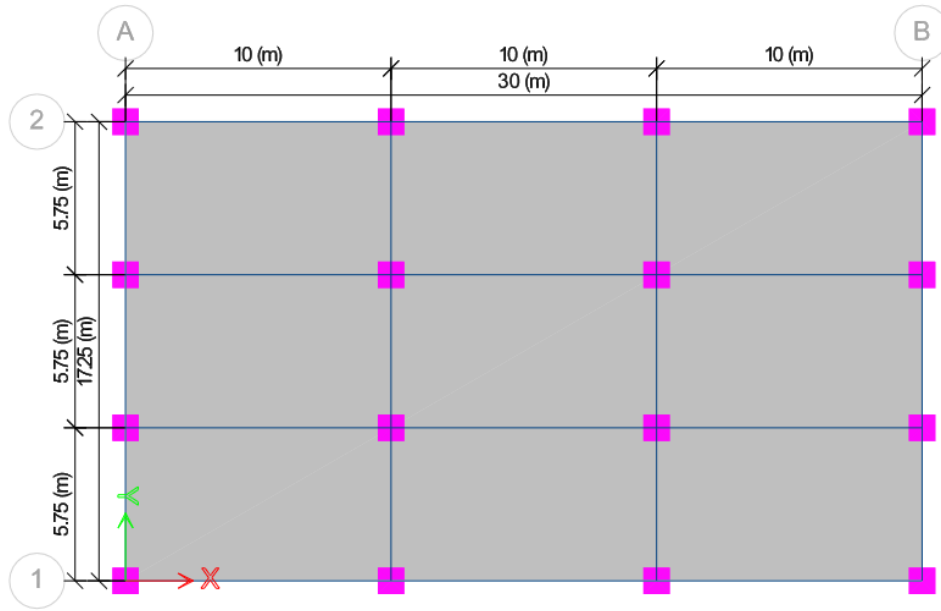
Antes de comenzar con el procedimiento de análisis sísmico se presenta la configuración estructural del caso de estudio.

El caso de estudio fue planteado y desarrollado con una configuración relativamente fácil de analizar y evaluar, con el fin de ilustrar de una manera práctica el seguimiento de los procedimientos y facilitar al lector el seguimiento de los cálculos estipulados en el estándar.

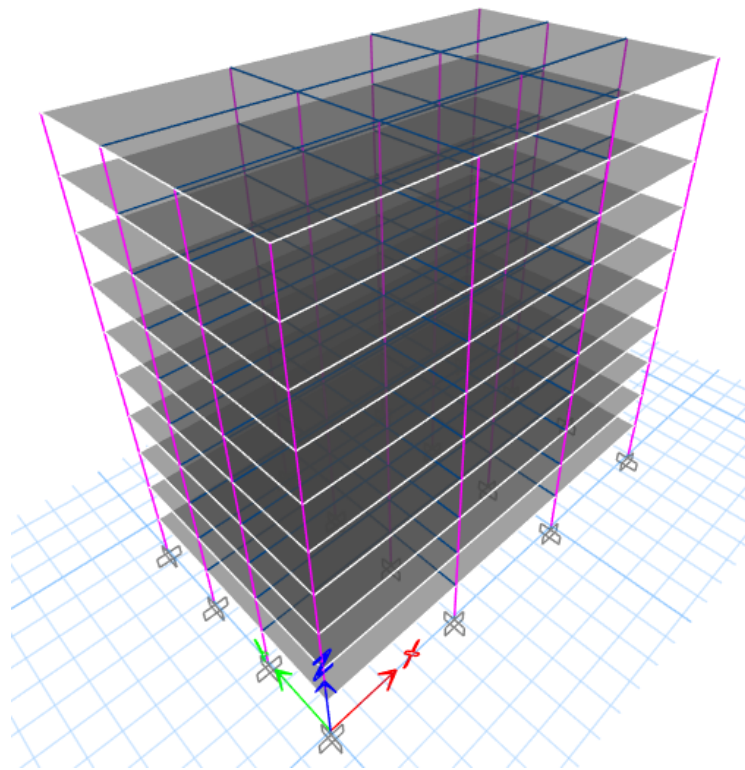
### **II.4.1 Descripción general y configuración geométrica**

El modelo analítico se constituye de un edificio estructurado por marcos de concreto reforzado con una configuración regular y simétrica en planta en sus dos direcciones ortogonales principales en todos los niveles. El sistema de piso considerado para todos los niveles es de losas macizas de concreto reforzado.

La planta tipo del edificio consta de 3 crujeas en ambos sentidos con una separación entre columnas de 10.00 m en el eje X y de 5.75m en el eje Y. La altura de todos los entrepisos es de 3.00 m y se cuenta con 10 niveles, alcanzando la altura total de 30.00 m. Para fines prácticos se despreciaron los huecos de escaleras y la configuración de las mismas. Además, se conservan las mismas configuraciones mencionadas para todos los niveles.



**Figura 2.4** Planta estructural tipo replicada en todos los niveles. Fuente: Elaboración propia



**Figura 2.5** Modelo estructural en ETABS, vista 3d. Fuente: Elaboración propia

### II.4.1.1 Secciones de los elementos estructurales y módulo de elasticidad

Se especifican únicamente las propiedades que tienen efecto en el análisis estructural mas no en el diseño, ya que este último no es objeto de estudio en este trabajo al no ser abordado por el estándar ASCE 7-22.

Secciones:

- Columnas de 1.00 m x 1.00 m
- Trabes de 0.30 m x 0.80 m
- Losa maciza de 0.20 m

Propiedades de los miembros de concreto:

Módulo de elasticidad:  $E_c = 221359 \text{ kg/cm}^2$

### II.4.1.2 Acciones permanentes y variables

- **Cargas muertas**

Las cargas debidas al peso propio de los miembros estructurales (columnas, trabes y losas) son calculadas automáticamente por el programa, mientras que las cargas muertas adicionales (sobrecarga) se consideran las siguientes:

Sobrecarga Muerta para entrepisos:  $140 \text{ kg/m}^2$

Sobrecarga Muerta para entrepisos:  $100 \text{ kg/m}^2$

- **Cargas vivas**

Para el caso de estudio donde se contempla un uso de suelo para oficinas obtenidas de la tabla 4.3-1 son:

<b>Destino de piso o cubierta</b>	<b>Carga viva sin reducir <math>L_o</math> psf (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Oficinas	50 (245)
Azoteas planas	20 (100)

Para fines prácticos e ilustrativos de este trabajo, los valores de carga viva se tomarán iguales a los de la carga viva sin reducir.

## II.4.2 Pasos para la determinación de cargas sísmicas de diseño de acuerdo al Estándar ASCE 7-22

### Pasos generales previos a la aplicación del método de análisis sísmico

Se presenta a continuación una serie de pasos recomendada a seguir, para la determinación de los parámetros generales usados en los análisis sísmicos lineales, misma que se usará en este trabajo para el seguimiento de los cálculos del caso de estudio.

1. Determinación de la Categoría de riesgo
2. Determinación del Factor de importancia sísmico  $I_e$
3. Determinación de la Clase de sitio
4. Obtención de Parámetros de aceleración espectral  $S_I, S_S, S_{MI}, S_{MS}, S_{DI}, S_{DS}, T_L$ .
5. Determinación de la Categoría de Diseño Sísmico
6. Selección de sistema constructivo y factores de modificación  $R, W_o, C_d$  y  $\rho$ .
7. Selección del método de combinación direccional
8. Selección del método de análisis sísmico
9. Construcción del modelo estructural

Una vez realizados los pasos anteriores es posible proceder con la aplicación del análisis sísmico de tipo ELF o MRS.

### Pasos recomendados de aplicación del método ELF.

1. Cálculo del periodo fundamental en la dirección de análisis  $T$
2. Determinación de los parámetros  $C_t$  y  $x$
3. Cálculo de periodo aproximado  $T_a$
4. Determinación de coeficiente  $C_u$
5. Cálculo de periodo máximo  $T_{max}$
6. Cálculo de coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$
7. Cálculo de valores límites inferiores y superiores para  $C_s$
8. Cálculo de Cortante Basal  $V_o$
9. Determinación de parámetro  $k$
10. Distribución de fuerzas laterales por nivel  $F_x$
11. Cálculo de desplazamientos por medio de análisis ELF con efectos de torsión
12. Cálculo de  $TIR$
13. Ejecución de análisis ELF definitivo
14. Revisión de distorsiones límite

### Pasos recomendados de aplicación del método MRS.

1. Aplicación de análisis modal espectral con el espectro de diseño reducido
2. Escalamiento de fuerzas horizontales
3. Escalamiento de distorsiones
4. Revisión de distorsiones límite

## II.4.3 Determinación de los parámetros sísmicos generales

### II.4.3.1 Categoría de Riesgo

De acuerdo a la tabla 1604.5 del IBC se descartan las categorías I, III y IV.

**TABLE 1604.5  
RISK CATEGORY OF BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES**

RISK CATEGORY	NATURE OF OCCUPANCY
I	Buildings and other structures that represent a low hazard to human life in the event of failure, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Agricultural facilities.</li> <li>• Certain temporary facilities.</li> <li>• Minor storage facilities.</li> </ul>
<b>II</b>	Buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III and IV.
III	Buildings and other structures that represent a substantial hazard to human life in the event of failure, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Buildings and other structures whose primary occupancy is public assembly with an occupant load greater than 300.</li> <li>• Buildings and other structures containing Group E occupancies with an occupant load greater than 250.</li> <li>• Buildings and other structures containing educational occupancies for students above the 12th grade with an occupant load greater than 500.</li> <li>• Group I-2, Condition 1 occupancies with 50 or more care recipients.</li> <li>• Group I-2, Condition 2 occupancies not having emergency surgery or emergency treatment facilities.</li> <li>• Group I-3 occupancies.</li> <li>• Any other occupancy with an occupant load greater than 5,000.<sup>a</sup></li> <li>• Power-generating stations, water treatment facilities for potable water, wastewater treatment facilities and other public utility facilities not included in Risk Category IV.</li> <li>• Buildings and other structures not included in Risk Category IV containing quantities of toxic or explosive materials that:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Exceed maximum allowable quantities per control area as given in Table 307.1(1) or 307.1(2) or per outdoor control area in accordance with the <i>International Fire Code</i>; and</li> <li>Are sufficient to pose a threat to the public if released.<sup>b</sup></li> </ul> </li> </ul>
IV	Buildings and other structures designated as essential facilities, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Group I-2, Condition 2 occupancies having emergency surgery or emergency treatment facilities.</li> <li>• Ambulatory care facilities having emergency surgery or emergency treatment facilities.</li> <li>• Fire, rescue, ambulance and police stations and emergency vehicle garages.</li> <li>• Designated earthquake, hurricane or other emergency shelters.</li> <li>• Designated emergency preparedness, communications and operations centers and other facilities required for emergency response.</li> <li>• Power-generating stations and other public utility facilities required as emergency backup facilities for Risk Category IV structures.</li> <li>• Buildings and other structures containing quantities of highly toxic materials that:               <ul style="list-style-type: none"> <li>Exceed maximum allowable quantities per control area as given in Table 307.1(2) or per outdoor control area in accordance with the <i>International Fire Code</i>; and</li> <li>Are sufficient to pose a threat to the public if released.<sup>b</sup></li> </ul> </li> <li>• Aviation control towers, air traffic control centers and emergency aircraft hangars.</li> <li>• Buildings and other structures having critical national defense functions.</li> <li>• Water storage facilities and pump structures required to maintain water pressure for fire suppression.</li> </ul>

Se descarta la categoría inferior I ya que el edificio no tiene instalaciones destinadas a la agricultura, almacén ni es una edificación temporal.

Se descarta la categoría superior III debido a las siguientes razones:

- El edificio no tiene una carga de ocupación mayor a 5000 personas.
- El uso principal del edificio no es para reuniones de carga de ocupación mayor a 300 personas.

- El edificio no cuenta con instalaciones con carga de ocupación mayor a 250 personas del grupo E (Grupo E incluye áreas del sector educacional y guarderías).
- El edificio no cuenta con instalaciones con carga de ocupación de más de 500 estudiantes de 12vo grado o superior.
- El edificio no cuenta con instalaciones con carga de ocupación de más de 50 personas del grupo I-2 o instalaciones del mismo grupo sin áreas especiales para cirugía de emergencia o tratamientos de emergencia. (Grupo I-2 incluye centros de acogida temporal para niños, centros de desintoxicación, hospitales, asilos de ancianos y hospitales psiquiátricos).
- El edificio no cuenta con instalaciones del grupo I-3. (Grupo I-3 incluye centros correccionales, centros de detención, cárceles, prisiones y reformatorios).
- Estaciones de generadores de energía, tratamiento de aguas y otras instalaciones públicas.

Por lo tanto, se toma la Categoría de riesgo II.

#### II.4.3.2 Factor de Importancia Sísmico

De acuerdo a la tabla 1.5-2, para una Categoría de riesgo II, el Factor de importancia Sísmico relacionado es  $I_e = 1.00$ .

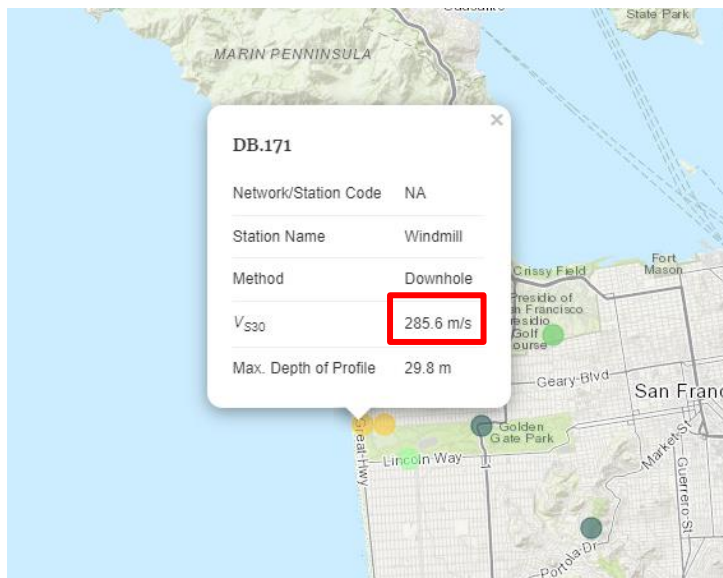
Table 1.5-2. Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Earthquake Loads.

Risk Category from Table 1.5-1	Seismic Importance Factor, $I_e$
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

#### II.4.3.3 Clase de sitio

Ya que no se cuenta con un perfil de ondas de corte del sitio para el caso de estudio, la velocidad de onda de corte promedio se tomó de la base de datos “VS30 Compilation” de la USGS. Esta base de datos es una compilación de velocidades de onda de corte promedio a lo

largo de los estados unidos que han sido medidas por pruebas downhole y SCPT entre otros, llevadas a cabo por reportes patrocinados por el gobierno, editoriales de revistas de ciencia e ingeniería y otras instituciones de investigación.




**Figura 2.6** Velocidad de onda de corte promedio registrada en la base de datos VS30 Compilation de la USGS. Fuente: Elaboración propia

La velocidad de onda de corte promedio encontrada para la ubicación en san francisco de la estación Windmill medida con la prueba Downhole fue de 285.6 m/s. Este valor cae dentro de los valores límite para la Clase de Sitio D, arena medio densa o arcilla rígida.

Clase de Sitio		Velocidad de onda de corte promedio $v_s$ (m/s)
A	Roca dura	mayor a 1524
B	Roca medio dura	de 914 a 1524
BC	Roca suave	de 640 a 914
C	Arena muy densa o arcilla dura	de 442 a 640
CD	Arena densa o arcilla muy rígida	de 305 a 442
D	Arena medio densa o arcilla rígida	de 213 a 305
DE	Arena suelta o arcilla medio rígida	de 152 a 213
E	Arena muy suelta o arcilla suave	mayor 152
F	Suelos que requieren análisis de respuesta de sitio según sección 21.1	ver sección 20.2.1

### II.4.3.4 Parámetros de aceleración de la respuesta espectral del sismo máximo considerado como objetivo de riesgo (MCE<sub>R</sub>)

Por medio de la herramienta en línea de riesgo del ASCE 7 se obtienen los Parámetros de aceleración de la respuesta espectral del sismo máximo considerado como objetivo de riesgo. Para ello se han ingresado como datos de entrada la ubicación específica del caso de estudio, la categoría de riesgo II y la clase de sitio D, determinados anteriormente. Los valores de los parámetros de aceleración obtenidos son los siguientes:



D - Stiff Soil

---

**Site Soil Class:**  
**Results:**

PGA <sub>M</sub> :	0.59	T <sub>L</sub> :	12
S <sub>MS</sub> :	1.74	S <sub>S</sub> :	1.57
S <sub>M1</sub> :	1.75	S <sub>1</sub> :	0.6
S <sub>DS</sub> :	1.16	V <sub>S30</sub> :	260
S <sub>D1</sub> :	1.17		

**Figura 2.7** Parámetros de respuesta de aceleración obtenidos de la herramienta de riesgo del ASCE 7.

### II.4.3.5 Categoría de Diseño Sísmico

De acuerdo a la tabla 11.6-1, para  $S_{DS} = 1.16$  y una Categoría de riesgo II, la Categoría de Diseño Sísmico relacionada es la D.

Además, de acuerdo a la tabla 11.6-2, para  $S_{D1} = 1.17$  y una Categoría de riesgo II, la Categoría de Diseño Sísmico relacionada es la D.

**Table 11.6-1. Seismic Design Category Based on Short-Period Response Acceleration Parameter.**

Value of $S_{DS}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

**Table 11.6-2. Seismic Design Category Based on 1 s Period Response Acceleration Parameter.**

Value of $S_{D1}$	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	

La categoría más alta obtenida de ambas tablas y que por lo tanto será tomada, será la Categoría de Diseño Sísmico D.

## II.4.3.6 Selección del sistema sismorresistente y factores de modificación $R$ , $\Omega_0$ , $C_d$ y

$\rho$ .

Table 12.2-1. Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems.

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	Overstrength Factor, $\Omega_0^b$	Deflection Amplification Factor, $C_d^c$	Structural System Limitations Including Structural Height, $h_u$ , Limits (ft) <sup>d</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>e</sup>
<b>C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>	NP <sup>k</sup>
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	2	2	NI	NI	NP <sup>j</sup>	NP <sup>j</sup>	NP <sup>j</sup>
5. Special reinforced concrete moment frames <sup>m</sup>	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame <sup>n</sup>	14.1	3½	3 <sup>o</sup>	3½	35	35	35	35	35

De acuerdo a la tabla 12.2-1, dentro de los sistemas sismorresistentes que se encuentran relacionados al caso de estudio (marcos de concreto) son tres: marcos de concreto ordinarios, intermedios y especiales. Sin embargo, al revisar las limitaciones bajo categoría de diseño sísmico D de acuerdo a la tabla, se puede notar que las estructuraciones a base de marcos ordinarios e intermedios no están permitidas, siendo los marcos especiales la única opción disponible. Por tanto, los coeficientes y factores para marcos especiales de concreto son:

Coefficiente de modificación de respuesta  $R = 8$

Factor de sobrerresistencia  $\Omega_0 = 3$

Factor de amplificación de la deflexión  $C_d = 5.5$

De acuerdo a la sección 12.3.4, cuando se cuenta con categoría de diseño sísmico D, el factor de redundancia  $\rho$  debe ser igual a 1.3 para combinaciones de carga para diseño por resistencia. Para cálculo de desplazamientos y distorsiones  $\rho$  debe ser igual a 1.0.

## II.4.3.7 Métodos de combinación direccional

De acuerdo a la sección 12.5.4 el método de direcciones independientes es permitido para Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, a menos que se cumplan ciertas condiciones especificadas en la misma sección. Sin embargo, ya que el método de combinación

direccional ortogonal es el método más usado y que no cuenta con condiciones de aplicabilidad, será este el que será tomado en el análisis para fines ilustrativos.

#### **II.4.3.8 Selección del método de análisis sísmico**

Ya que los métodos de cálculo mayormente utilizados en la práctica son el método de fuerza lateral equivalente (ELF) y el análisis modal espectral (MRE), serán estos los que serán aplicados al caso de estudio de este trabajo.

#### **II.4.3.9 Construcción del modelo estructural**

El modelo matemático presentado al inicio del caso de estudio ha sido construido de acuerdo a los criterios de modelado estructural de la sección 12.7.

La base de la estructura considera restricciones en todos sus grados de libertad traslacionales y rotacionales (empotramiento en la base).

No se consideran en el caso de estudio áreas de uso de almacenamiento, muros divisorios, instalación de equipo permanente, efectos de nieve, áreas de jardinería o almacén de fluidos y material a granel. Por tanto, la masa que será tomada en cuenta dentro del peso sísmico  $W$  será exclusivamente aquella proveniente de las cargas muertas.

Los efectos P-Delta deben ser considerados, sin embargo, ya que estos afectan el cálculo del cortante basal, para fines ilustrativos han sido omitidos en este estudio.

Un criterio para el modelado matemático son los efectos de agrietamiento de concreto, estos serán considerados como se indica a continuación.

##### **II.4.3.9.1 Efectos de agrietamiento en miembros estructurales de concreto**

En las secciones 12.7.3 y C12.7.3 el código estipula que los elementos estructurales de concreto deben considerar los efectos de agrietamiento en la rigidez a flexión, cortante y axial, sin embargo, no establece requisitos específicos de cómo hacerlo. El ASCE 41-17 *Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios Existentes* en su tabla 10-5, indica recomendaciones para el computo de rigideces efectivas para distintos tipos de elementos.

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>a</sup>	$0.3E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	—
Beams—prestressed <sup>a</sup>	$E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c E^b$	$0.7E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c E$ or with tension <sup>b</sup>	$0.3E_cE I_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$ (compression) $E_sE A_s$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_cE A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cE A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cE A_g$	—
Walls—cracked <sup>c</sup>	$0.35E_cE A_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$ (compression) $E_sE A_s$ (tension)

<sup>a</sup> For T-beams,  $I_g$  can be taken as twice the value of  $I_g$  of the web alone. Otherwise,  $I_g$  should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

<sup>b</sup> For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load  $N_{UG}$  is permitted to be used for stiffness evaluations.

<sup>c</sup> See Section 10.7.2.2.

**Tabla 10-5** Rigideces efectivas. Fuente: ASCE/SEI 41, 2017

De manera similar el ACI 318-19 en la tabla 6.6.3.1.1(a) establece factores para los momentos de inercia en el cálculo de las rigideces en análisis lineales elásticos. Establece además que el módulo de cortante puede tomarse igual a  $0.4E_c$ .

Miembro y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal para deformaciones axiales	Área de la sección transversal para deformaciones por cortante
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_v h$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$		
	Fisurados	$0.35I_g$		
Vigas		$0.35I_g$		
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$		

**Tabla 6.6.3.1.1 (a)** Momentos de inercia y áreas de la sección transversal permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada. Fuente: ACI 318, 2019

Para análisis de marcos, pueden observarse factores iguales de  $0.7I_g$  para columnas no fisuradas por carga axial, y valores de  $0.30I_g$  y  $0.35I_g$  para vigas.

Ya que el diseño de elementos de concreto es regido por el ACI, son sus factores para rigidez efectiva la que se tomaran como efectivos en este estudio.

### II.4.3.10 Flexibilidad del diafragma

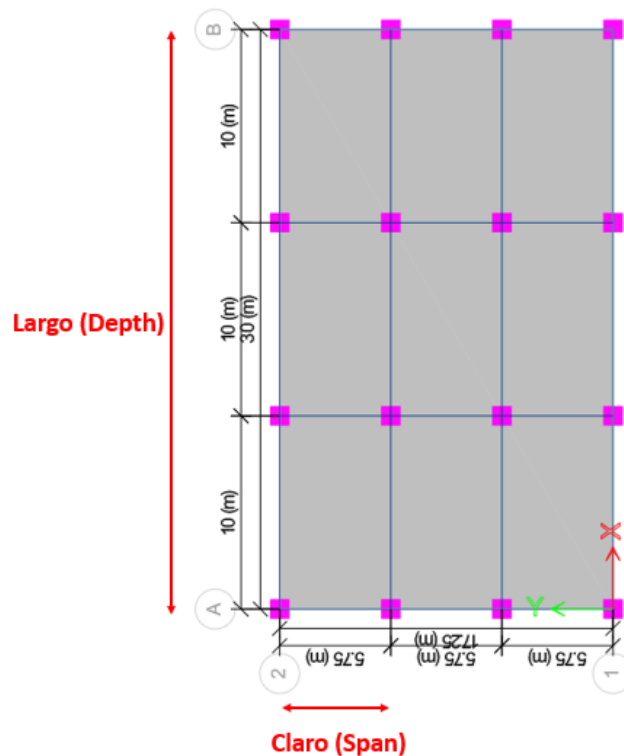
Ya que el sistema de piso en todos los niveles son losas de concreto, la idealización de diafragma flexible queda descartada.

Procediendo con la evaluación de las condiciones de diafragma rígido, se tiene que la relación geométrica de claro libre (distancia perpendicular a la dirección de análisis entre elementos verticales sismorresistentes) y el largo del sistema de piso en el sentido de la dirección de análisis, es igual a

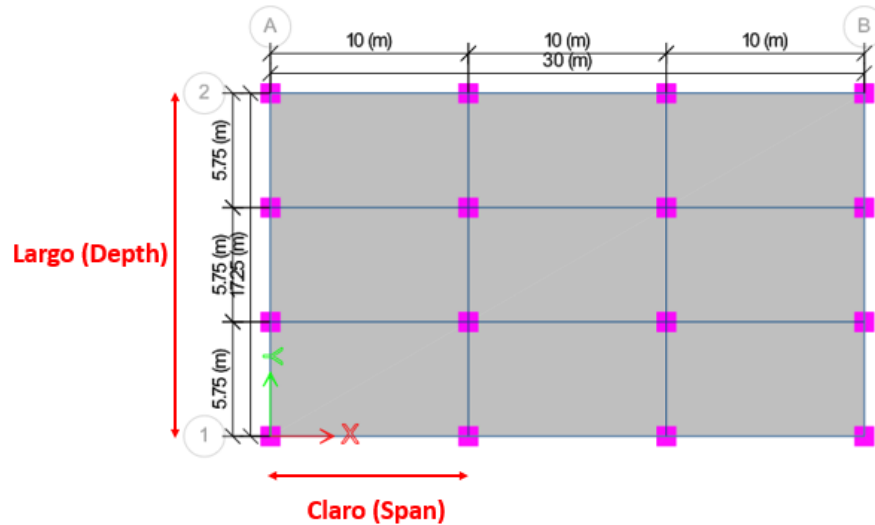
$$5.75 \text{ m} / 30.00 \text{ m} = 0.19 \text{ en dirección X}$$

$$10.00 \text{ m} / 17.25 \text{ m} = 0.58 \text{ en dirección Y}$$

La relación en ambas direcciones es menor que 3.



**Figura 2.8** Relación claro libre / largo, en dirección de análisis X. Fuente: Elaboración propia



**Figura 2.9** Relación claro libre / largo, en dirección de análisis Y. Fuente: Elaboración propia

No existen esquinas cóncavas, huecos en las losas, discontinuidades en los miembros sismorresistentes ni orientaciones de los mismos diferentes de los ejes ortogonales principales, por lo tanto, no se presentan irregularidades horizontales de tipo 2, 3, 4 o 5. Esto es debido a la gran regularidad de las plantas en todos los niveles individuales.

Ya que se cumplen las condiciones de diafragma rígido en todos los niveles, estos serán considerados como tal en el modelo matemático.

**Table 12.3-1. Horizontal Structural Irregularities.**

Type	Description	Reference Section*	Seismic Design Category Application
1	<p><b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity, defined to exist where either:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• More than 75% of any story's lateral strength below the diaphragm is provided at or on one side of the center of mass, or</li> <li>• The Torsional Irregularity Ratio (TIR) exceeds 1.2.</li> </ul> <p>The story lateral strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.</p>	<p>Table 12.3-1a, 12.3.3.5, 12.5.1.2 12.7.3 12.8.4.3 12.8.6 16.3.4</p>	<p>B, C, D, E, F C, D, E, F B, C, D, E, F C, D, E, F C, D, E, F B, C, D, E, F</p>
2.	<p><b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity, defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 20% of the plan dimension of the structure in the given direction.</p>	12.3.3.5	D, E, F
3.	<p><b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity, defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 25% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.</p>	12.3.3.5	D, E, F
4.	<p><b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity, defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.</p>	<p>12.3.3.5 12.3.3.5 12.7.3 16.3.4</p>	<p>B, C, D, E, F D, E, F B, C, D, E, F B, C, D, E, F</p>
5.	<p><b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity, defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.</p>	<p>12.5.3 12.5.4 12.7.3 16.3.4</p>	<p>C, D, E, F B, C, D, E, F B, C, D, E, F</p>

\*See Section 12.8.1.3 for requirement for any structure with an irregularity listed in this table.

#### II.4.4 Aplicación del método de análisis sísmico ELF

De acuerdo al método de combinación direccional ortogonal, escogido anteriormente, los requerimientos de resistencia y distorsiones deben cumplir bajo todas las combinaciones del análisis sísmico ejecutado en las direcciones ortogonales principales.

Las direcciones ortogonales principales serán denominadas de aquí en adelante como “Dirección X” aquella paralela al lado más largo de la estructura del caso de estudio, y “Dirección Y” para la perpendicular a esta y a su vez paralela al lado corto. Se realizará primeramente el análisis ELF en la dirección X y posteriormente en la dirección Y.

Antes de comenzar el procedimiento del análisis ELF, se hace un recuento de los parámetros que se tienen definidos hasta ahora y que se usaran a menudo de aquí en adelante:

Categoría de Riesgo = II

Clase de Sitio = D

Categoría de Diseño Sísmico = D

Factor de Importancia  $I_e = 1.00$

Coefficiente de modificación de respuesta  $R = 8$

Factor de sobrerresistencia  $\Omega_0 = 3$

Factor de amplificación de la deflexión  $C_d = 5.5$

Factor de redundancia  $\rho = 1.3$

Periodo de transición  $T_L = 12$

$S_S = 1.57$        $S_I = 0.6$

$S_{MS} = 1.74$        $S_{MI} = 1.75$

$S_{DS} = 1.16$        $S_{DI} = 1.17$

##### II.4.4.1 Aplicación del método de análisis sísmico ELF en dirección X

Como primer paso del análisis ELF es necesario obtener el valor del periodo fundamental.

Haciendo uso del programa ETABS, se ha realizado el análisis modal encontrando los siguientes periodos:

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.931	0.7383	0	0	0.7383	0	0
2	1.591	0	0.756	0	0.7383	0.756	0
3	1.482	0	0	0.7592	0.7383	0.756	0.7592
4	0.539	0.1246	0	0	0.8629	0.756	0.7592
5	0.465	0	0.1151	0	0.8629	0.8711	0.7592
6	0.438	0	0	0.113	0.8629	0.8711	0.8723
7	0.25	0.056	0	0	0.9189	0.8711	0.8723
8	0.229	0	0.0515	0	0.9189	0.9226	0.8723
9	0.217	0	0	0.0508	0.9189	0.9226	0.9231
10	0.141	0.0314	0	0	0.9503	0.9226	0.9231
11	0.134	0	0.0296	0	0.9503	0.9522	0.9231
12	0.128	0	0	0.0293	0.9503	0.9522	0.9524

Se puede observar que los modos de vibrar principales son los tres primeros, mientras que los demás son variaciones secundarias con menor participación. El modo 1 es de tipo traslacional asociado a la dirección global X, el modo 2 es de tipo traslacional asociado a la dirección global Y, y el modo 3 es de tipo rotacional con respecto al eje vertical Z global.

Partiendo de esta información, para los cálculos subsecuentes se tiene que:

El periodo fundamental en dirección X es  $T_x = 1.931$  s.

El periodo fundamental en dirección Y es  $T_y = 1.591$  s.

### **Cálculo del coeficiente sísmico de respuesta $C_s$**

Se calculará el coeficiente  $C_s$  de acuerdo a la ecuación 12.8-3.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1.16}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.145$$

De la tabla 12.8-1 se obtiene:

**Table 12.8-1. Coefficient for Upper Limit on Calculated Period.**

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, $S_{D1}$	Coefficient $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

Para  $S_{D1} = 1.17$  se tiene que  $C_u = 1.4$

**Table 12.8-2. Values of Approximate Period Parameters  $C_t$  and  $x$ .**

Structure Type	$C_t$	$x$
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724)*	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466)*	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1, line B1 or D1	0.03 (0.0731)*	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731)*	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488)*	0.75

\*SI equivalents in parentheses.

Para una estructuración de marcos de concreto se tiene:

$$C_t = 0.0466 \text{ y } x = 0.9$$

Calculando  $T_a$ :

$$T_a = C_t h_n^x = (0.0466)(30)^{0.9} = 0.9949$$

Calculando  $T_{x \max}$ :

$$T_{x \max} = T_a C_u = (0.9949)(1.4) = 1.3929$$

Ya que el periodo obtenido del análisis modal  $T_x = 1.931$  es mayor que el periodo máximo  $T_{x \max} = 1.3929$ , se procede a emplear  $T_x = T_{x \max}$  para la revisión del límite de  $C_s \max$ .

### Revisión de $C_s \max$ :

Ya que  $T < T_L$ , entonces debe aplicarse la ecuación 12.8-4:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T_x \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1.167}{1.3929 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.1047$$

### Revisión de $C_{s\ min}$ :

$$C_{s\ min} = 0.044 S_{DS} I_e = 0.044(0.8733)(1.00) = 0.0384$$

Dado que  $S_I = 0.6$ , la ecuación 12.8-7 debe ser calculada:

$$C_{s\ min} = 0.5 S_I / \left( \frac{R}{I_e} \right) = 0.5(0.6) / \left( \frac{8}{1} \right) = 0.0375$$

Dado que el primer valor calculado de  $C_s = 0.145$  es mayor que  $C_{s\ max}$  y claramente mayor que los valores de  $C_{s\ min}$ ,  $C_s$  toma el valor de  $C_{s\ max}$ .

$$C_s = 0.1047$$

### Peso sísmico efectivo

Para el caso de estudio se tomará solamente la carga muerta total, la cual equivale a la suma del peso propio de los elementos estructurales y la sobrecarga muerta considerada. Del modelo matemático de ETABS se puede recuperar la información de las masas por nivel

**Masas y Pesos por Nivel obtenidos de ETABS**

Nivel	Masa	Peso (ton)
Story10	47.1597	462.4794
Story9	55.1509	540.8459
Story8	55.1509	540.8459
Story7	55.1509	540.8459
Story6	55.1509	540.8459
Story5	55.1509	540.8459
Story4	55.1509	540.8459
Story3	55.1509	540.8459
Story2	55.1509	540.8459
Story1	55.1509	540.8459
	$W_T$	5330.0931

La masa tributaria correspondiente al nivel de la base puede despreciarse ya que no contribuye al peso sísmico para el cálculo del cortante basal. Conociendo el peso sísmico efectivo  $W$ , y el coeficiente sísmico de respuesta  $C_s$ , se procede a calcular el cortante basal:

$$V = C_s W = (0.1047)(5330.0931 \text{ ton}) = 558.044 \text{ ton}$$

Interpolando para  $T = 1.393$  se obtiene  $k = 1.4465$ .

La distribución de fuerzas calculadas se muestra en la siguiente tabla:

Nivel	Altura $h_i$ (m)	$w_i$ (ton)	$w_i h_i^k$	$Cv_i$	$F_i$ (ton)
Story10	30	462.4794	63350.2512	0.19200429	107.1469
Story9	27	540.8459	63612.3265	0.1927986	107.5902
Story8	24	540.8459	53647.4589	0.16259671	90.73624
Story7	21	540.8459	44224.5889	0.13403752	74.79893
Story6	18	540.8459	35385.4948	0.10724767	59.84900
Story5	15	540.8459	27182.5128	0.08238577	45.97494
Story4	12	540.8459	19683.8147	0.05965843	33.29207
Story3	9	540.8459	12983.3087	0.03935029	21.95922
Story2	6	540.8459	7222.19779	0.0218893	12.21521
Story1	3	540.8459	2649.90003	0.00803142	4.481889
		$\Sigma$	329941.854		

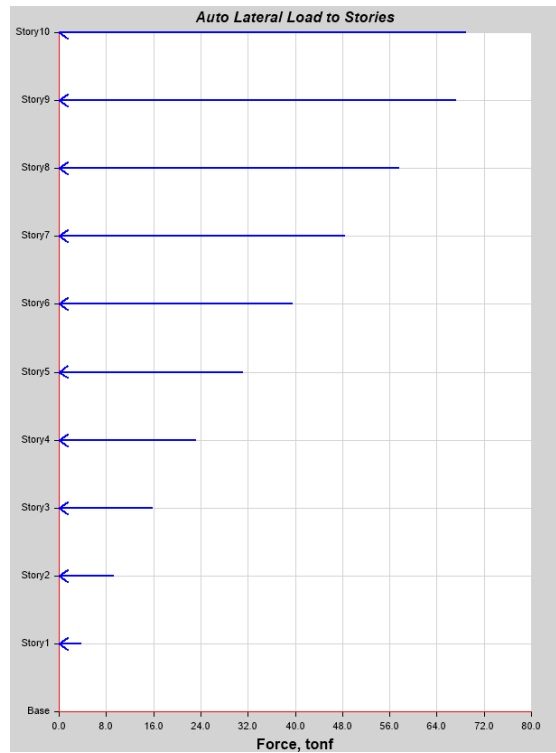
Ya que el procedimiento ELF ha sido demostrado, y su aplicación será necesaria en más de una ocasión de aquí en adelante, se utilizará una herramienta para el computo de las fuerzas sísmicas laterales.

#### II.4.4.2 Validación de la herramienta de cálculo automatizada por método ELF con el programa ETABS

Se ha realizado el cálculo de las fuerzas laterales por medio del programa ETABS y su función integrada de cálculo del método ELF, programada a lo estipulado en el ASCE 7-16 (versión antigua). Se muestran los resultados obtenidos:

Nivel	Altura $h_n'$ (m)	$F_x$ (ton)
Story10	30	93.6561
Story9	27	94.0421
Story8	24	79.309
Story7	21	65.3776
Story6	18	52.3095
Story5	15	40.1821
Story4	12	29.0963
Story3	9	19.1909
Story2	6	10.6746
Story1	3	3.9162
Base	0	93.6561

Estos mismos resultados se muestran en el gráfico 2.1:



**Gráfico 2.1** Cargas laterales por nivel automáticamente calculadas por ETABS. Fuente: Elaboración propia

La diferencia notable con los resultados obtenidos manualmente radica en dos puntos:

1. El ASCE 7-16 establecía en su sección 11.4.8 que para estructuras en Clase de Sitio D y con  $S_I$  mayor a 0.2, era necesario realizar un análisis de peligro sísmico de sitio, a menos que el coeficiente  $C_s$  en el cálculo de las cargas laterales fuera incrementado en un 50% para periodos mayores a  $1.5T_s$ .
2. El valor de  $S_{M1}$  se calcula en el ASCE7-16 como el producto del parámetro  $S_I$  por el factor  $F_v$  (de acuerdo a la ecuación 11.4-2 y la tabla 11.4-2 del ASCE 7-16). mientras que de acuerdo al ASCE 7-22,  $S_{M1}$  debe ser tomado directamente de la base de datos de la USGS, sin la necesidad de aplicar algún factor.

Conociendo los factores que modifican el resultado del coeficiente  $C_s$  es posible convertir fácilmente los resultados de la herramienta automática del ASCE 7-16 a resultados del ASCE 7-22. Basta con afectar el Coeficiente sísmico de respuesta  $C_s$  o bien los resultados finales de  $F_x$ , ya que el exponente  $k$  en la ecuación 12.8-13 para el cálculo de  $F_x$  es igual usando ambas versiones. La fórmula para convertir las fuerzas laterales es:

$$F_{x \text{ ASCE } 7-22} = \frac{1}{1.5 \frac{S_{M1 \text{ ASCE } 7-16}}{S_{M1 \text{ ASCE } 7-22}}} F_{x \text{ ASCE } 7-16}$$

Donde:

$S_{M1 \text{ ASCE } 7-16}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral en el periodo de 1 s para el MCER con amortiguamiento del 5%, ajustado para la clase de sitio, de acuerdo al ASCE 7-16.

$S_{M1 \text{ ASCE } 7-22}$  = parámetro de aceleración de respuesta espectral en el periodo de 1 s para el MCER con amortiguamiento del 5%, ajustado para la clase de sitio, de acuerdo al ASCE 7-22.

El valor de  $S_{M1 \text{ ASCE } 7-16}$  es fácilmente determinable de acuerdo a la ecuación 11.4-2 del ASCE 7-16:

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (11.4-2)$$

De acuerdo a la tabla 11.4-2 del ASCE 7-16, para  $S_I$  se obtiene  $F_v = 1.7$

**Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient,  $F_v$**

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE<sub>R</sub>) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period

Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 <sup>a</sup>	2.0 <sup>a</sup>	1.9 <sup>a</sup>	1.8 <sup>a</sup>	1.7 <sup>a</sup>
E	4.2	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_1$ .  
<sup>a</sup>Also, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Sustituyendo en la ecuación 11.4-2:

$$S_{M1 ASCE 7-16} = F_v S_1 = (1.7)(0.6) = 1.02$$

Sustituyendo y reduciendo en la fórmula de conversión:

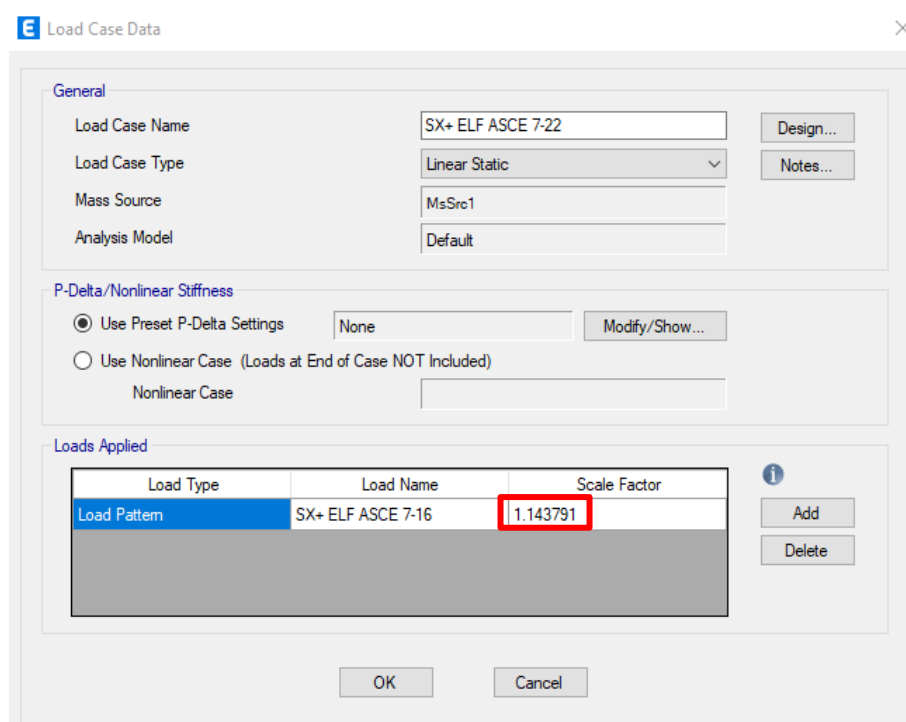
$$F_{x ASCE 7-22} = \frac{1}{1.5 \left( \frac{1.02}{1.75} \right)} F_{x ASCE 7-16} = 1.14379 F_{x ASCE 7-16}$$

Por último, se aplica el factor 1.14379 a la fuerza encontrada en cada nivel:

Nivel	Altura $h_n'$ (m)	$F_x$ (ton) ASCE 7-16	Factor de Conversión	$F_x$ (ton) ASCE 7-22
Story10	30	93.6514	1.14379	107.1176
Story9	27	94.0388	1.14379	107.5608
Story8	24	79.3077	1.14379	90.7114
Story7	21	65.3777	1.14379	74.7784
Story6	18	52.3108	1.14379	59.8326
Story5	15	40.1842	1.14379	45.9623
Story4	12	29.0988	1.14379	33.2830
Story3	9	19.1934	1.14379	21.9532
Story2	6	10.6767	1.14379	12.2119
Story1	3	3.9174	1.14379	4.4807
Base	0	0	0	0

Como puede observarse los valores obtenidos por medio de la herramienta de cálculo programada con el método ELF ASCE 7-16 y aplicando la fórmula de conversión, se alcanzan valores muy cercanos a los calculados manualmente con el método ELF ASCE 7-22. Por tanto, se concluye valido el procedimiento para los cálculos posteriores.

Una forma más eficiente de aplicar el método ELF de acuerdo al ASCE 7-22 usando la herramienta automatizada del ETABS, y que será usada más adelante, consiste en crear un caso de carga que aplique el patrón de carga del ELF ASCE 7-16 escalado con el factor de conversión de versiones. Se muestra la ventana de la definición del caso de carga del programa:



**Figura 2.10** Aplicación del factor de conversión de versiones en ETABS. Fuente: Elaboración propia

Del programa no es posible extraer directamente las fuerzas generadas en cada nivel cuando se trata de un caso de carga. Por lo tanto, si se busca comprobar los resultados del procedimiento, es necesario obtener las fuerzas por nivel a partir de los cortantes de entrepiso reportados por el programa. Los cortantes de entrepiso del caso de estudio se muestran en la tercera columna de la siguiente tabla, y en la cuarta columna las fuerzas por nivel, las cuales coinciden con las calculadas anteriormente.

<b>Nivel</b>	<b>Altura <math>h_n'</math> (m)</b>	<b><math>V_x</math> (ton)</b>	<b><math>F_x</math> (ton)</b>
Story10	30	-107.1230	107.1230
Story9	27	-214.6875	107.5645
Story8	24	-305.4005	90.7130
Story7	21	-380.1787	74.7782
Story6	18	-440.0098	59.8311
Story5	15	-485.9698	45.9600
Story4	12	-519.2499	33.2801
Story3	9	-541.2003	21.9504
Story2	6	-553.4098	12.2095
Story1	3	-557.8892	4.4794

Esto demuestra la eficacia del procedimiento del programa en conjunto con el factor de conversión.

Cabe mencionar que esta comprobación solo es posible cuando el cálculo no considera los efectos P-delta, ya que, al ser considerados, los cortantes de entrepiso son amplificados, y obtener las fuerzas por nivel llevaría a valores diferentes a los calculados. Sin embargo, a pesar de que la comprobación no pueda ser hecha, la aplicación de los efectos P-delta en conjunto con la herramienta automática y la fórmula de conversión lleva a resultados correctos.

#### **II.4.4.3 Efectos de torsión**

Un último aspecto a considerar antes de aplicar las combinaciones de carga, son los efectos de torsión.

Al contar con un modelo tridimensional dentro del programa ETABS, los efectos de torsión inherente causados por el desfase de los centros de masa y los centros de rigidez en cada nivel, son automáticamente aplicados por el programa. Aunque hay que notar que debido a la completa simetría en ambas direcciones del caso de estudio los centros de masa y los centros de rigidez resultan en la misma en la misma ubicación en cada nivel, por tanto, no hay efectos de torsión inherente.

Para determinar si los efectos de torsión accidental deben ser considerados, debe efectuarse el cálculo de la razón de irregularidad torsional *TIR*. Para esto es necesario primero realizar

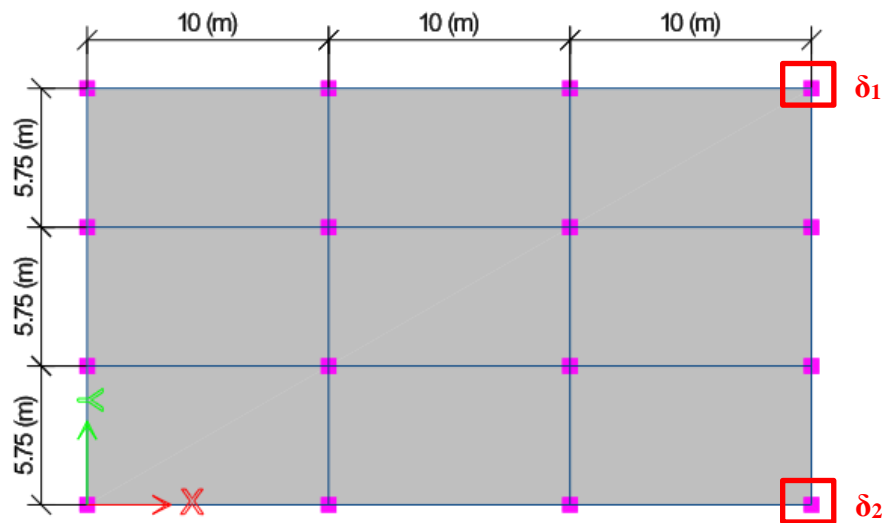
un análisis con el método ELF del cual se obtendrán los desplazamientos para el cálculo del *TIR*.

#### II.4.4.3.1 Cálculo de desplazamientos por medio de análisis ELF con efectos de torsión para cálculo del *TIR*

El cálculo de desplazamientos elásticos de acuerdo a la sección 12.8.6 se ha realizado con la función automática ajustada del programa ETABS y con la combinación de cargas:

$$D + Q_E + 0.5L$$

Se incluyeron los efectos de torsión accidental de acuerdo a la sección 12.3.2.1.1, en ambos sentidos rotacionales positivo (antihorario) y negativo (horario). Los desplazamientos monitoreados fueron aquellos en los puntos  $\delta_1$  y  $\delta_2$  (fig. 2.11) para cada nivel, los cuales son los puntos en los extremos conforme a lo requerido por el código.



**Figura 2.11** Puntos de revisión de desplazamientos  $\delta_1$  y  $\delta_2$  para dirección de análisis X. Fuente: Elaboración propia

Se muestran en la siguiente tabla, los resultados de los desplazamientos elásticos:

<b>Nivel</b>	<b><math>\delta_1</math> (Eje 1)</b>	<b><math>\delta_2</math> (Eje 2)</b>
10	18.2220	19.2451
9	16.8885	17.8512
8	15.3188	16.2051
7	13.4717	14.2625
6	11.3666	12.0442
5	9.0674	9.6174
4	6.6759	7.0894
3	4.3348	4.6103
2	2.2395	2.3866
1	0.6635	0.7091

#### II.4.4.3.2 Aplicación de la torsión accidental para el cálculo del TIR

Los resultados del cálculo del *TIR* se muestran en la columna 7 de la siguiente tabla.

De acuerdo a la tabla 12.3-1, se determina que no existe Irregularidad Horizontal tipo 1 (Irregularidad Torsional) ya que el *TIR* no supera el valor de 1.2 en ningún nivel, y no se cuenta con más del 75% de la resistencia lateral de piso a cualquier lado del centro de masa.

#### Revisión de Irregularidad Torsional Dirección X, Torsión positiva (Sentido horario)

<b>Nivel</b>	<b><math>\delta_1</math> (Eje 1)</b>	<b><math>\delta_2</math> (Eje 2)</b>	<b>Drift <math>\Delta_1</math></b>	<b>Drift <math>\Delta_2</math></b>	<b><math>\Delta_{avg}</math></b>	<b><i>TIR</i> (<math>\Delta_{max}/\Delta_{avg}</math>)</b>	<b>Irregularidad Torsional</b>
10	18.2220	19.2451	1.3335	1.3939	1.3637	1.0221	No hay
9	16.8885	17.8512	1.5697	1.6461	1.6079	1.0238	No hay
8	15.3188	16.2051	1.8471	1.9426	1.8949	1.0252	No hay
7	13.4717	14.2625	2.1051	2.2183	2.1617	1.0262	No hay
6	11.3666	12.0442	2.2992	2.4268	2.3630	1.0270	No hay
5	9.0674	9.6174	2.3915	2.5280	2.4598	1.0277	No hay
4	6.6759	7.0894	2.3411	2.4791	2.4101	1.0286	No hay
3	4.3348	4.6103	2.0953	2.2237	2.1595	1.0297	No hay
2	2.2395	2.3866	1.5760	1.6775	1.6268	1.0312	No hay
1	0.6635	0.7091	0.6635	0.7091	0.6863	1.0332	No hay

Ya que el caso de estudio presenta una simetría perfecta en ambos ejes ortogonales, el centro de masa y el centro de rigidez resultan tener la misma ubicación, por tanto, no existen efectos de torsión inherente. Esto causa que la aplicación de la torsión accidental en sentido positivo produzca desplazamientos en el punto  $\delta_1$  iguales a los desplazamientos en el punto  $\delta_2$  cuando la torsión accidental es en sentido negativo, y viceversa. Por consiguiente, se concluye que ningún diafragma tiene irregularidad torsional bajo análisis en sentido +X, y dada la simetría de la estructura, se llega exactamente a los mismos resultados de *TIR* en sentido de análisis -X.

Como se puede notar, los desplazamientos no han sido modificados por el factor de amplificación de la deflexión  $C_d$ . Es válido omitir la aplicación del factor cuando se realiza el cálculo del *TIR* ya que dicho factor se anula en la operación  $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ .

Antes de poder determinar si no existe en la estructura Irregularidad Horizontal tipo 1, es necesario evaluar sus condiciones en la segunda dirección principal (dirección Y) con el mismo procedimiento realizado en la dirección X.

#### **II.4.4.4 Aplicación del método de análisis sísmico ELF en dirección Y**

Algunos parámetros que han sido calculados para el análisis en dirección X son iguales para la dirección Y, debido a que las ecuaciones y las variables que los definen son iguales, sin embargo, para ilustrar el procedimiento desde el inicio, serán mostrados nuevamente.

De la ecuación 12.8-3:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1.16}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.145$$

Cálculo de periodo estructural máximo:

De la tabla 12.8-2, para una estructura con sistema sismorresistente de marcos de concreto reforzado se tiene:

$$C_t = 0.0466 \text{ y } x = 0.9$$

Usando la ecuación 12.8-8 para el cálculo del periodo estructural aproximado:

$$T_a = C_t h_n^x = (0.0466)(30)^{0.9} = 0.9949$$

De la tabla 12.8-1, para  $S_{D1} = 1.17$  se tiene que

$$C_u = 1.4$$

De acuerdo a la sección 12.8.2, el periodo estructural en la dirección de análisis no debe exceder de:

$$T_{max} = T_a C_u = (0.9949)(1.4) = 1.3929$$

Ya que el periodo obtenido del análisis modal  $T_y = 1.591$  es mayor que el periodo máximo  $T_{max} = 1.3929$ , se procede a emplear  $T_y = T_{max}$  para la revisión del límite de  $C_{s max}$ .

$$T_y = 1.3929$$

Cálculo de límites para  $C_s$ :

Ya que  $T_y$  es menor que  $T_L$ , el límite máximo de  $C_s$  se obtiene por medio de la ecuación 12.8-4:

$$C_{s max} = \frac{S_{D1}}{T_x \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1.167}{1.3929 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.1047$$

Además, dado que  $S_I$  es mayor a 0.6, el límite mínimo se calcula con la ecuación 12.8-7

$$C_{s min} = 0.5 S_I / \left(\frac{R}{I_e}\right) = 0.5(0.6) / \left(\frac{8}{1}\right) = 0.0375$$

El valor de  $C_s$  pasa a ser por tanto

$$C_s = 0.1047$$

Recordando que  $W = 5330.09315$  ton, es posible calcular el cortante basal, el cual coincide con el cortante basal encontrado en la dirección X de análisis

$$V = C_s W = (0.1047)(5330.0931 \text{ ton}) = 558.044 \text{ ton}$$

Continuando con el procedimiento, es necesario conocer el parámetro  $k$ , para el cual se recuerda que

$$k = 1.0 \text{ si } T \leq 0.5 \text{ s}$$

$$k = 2.0 \text{ si } T \geq 2.5 \text{ s}$$

Interpolando para  $T_y = 1.393$  se obtiene

$$k = 1.4465.$$

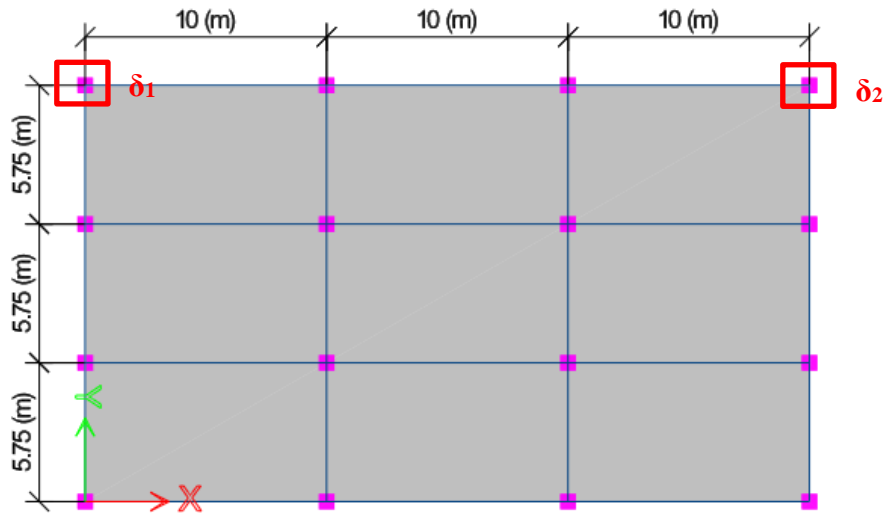
Con las ecuaciones 12.8-12 y 12.8-13 se calculan las fuerzas laterales equivalentes

Nivel	Altura $h_i$ (m)	$w_i$ (ton)	$w_i * h_i^k$	$Cv_i$	$F_i$ (ton)
Story10	30	462.4794	63350.2512	0.19200429	107.1469
Story9	27	540.8459	63612.3265	0.1927986	107.5902
Story8	24	540.8459	53647.4589	0.16259671	90.7362
Story7	21	540.8459	44224.5889	0.13403752	74.7989
Story6	18	540.8459	35385.4948	0.10724767	59.8490
Story5	15	540.8459	27182.5128	0.08238577	45.9749
Story4	12	540.8459	19683.8147	0.05965843	33.2920
Story3	9	540.8459	12983.3087	0.03935029	21.9592
Story2	6	540.8459	7222.1977	0.0218893	12.2152
Story1	3	540.8459	2649.9000	0.00803142	4.48188
		$\Sigma$	329941.854		

Puede notarse que las fuerzas laterales equivalente encontradas para la dirección de análisis Y son iguales a las encontradas en la dirección de análisis X. Esto se debe a que el periodo estructural para cada dirección fue mayor que el periodo estructural máximo de análisis, por lo que  $T_x$  y  $T_y$  tuvieron que adoptar el mismo valor de  $T = T_{max}$ , con lo cual todos los cálculos dependientes de este valor fueran iguales.

#### II.4.4.4.1 Revisión del *TIR* en dirección Y

Para la revisión del *TIR* se monitorearon los desplazamientos en los puntos  $\delta_1$  y  $\delta_2$  bajo los efectos del análisis ELF en dirección Y con sentido positivo. Dada la simetría estructural con respecto al eje Y, los efectos de los desplazamientos causados por la torsión accidental positiva o negativa lleva a resultados exactamente iguales del *TIR*. Por tanto, solo se muestran los resultados de los desplazamientos con la torsión en el sentido positiva y el cálculo del *TIR* a partir de estos.



**Figura 2.12** Puntos de revisión de desplazamientos  $\delta_1$  y  $\delta_2$  para dirección de análisis Y. Fuente: Elaboración propia

Revisión de Irregularidad Torsional							
Dirección Y, Torsión positiva (Sentido horario)							
Nivel	$\delta_1$ (Eje A)	$\delta_2$ (Eje B)	Drift $\Delta_1$	Drift $\Delta_2$	$\Delta_{avg}$	<i>TIR</i> ( $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ )	Irregularidad Torsional
10	10.7830	13.8774	0.6544	0.8368	0.7456	1.1223	No hay
9	10.1286	13.0406	0.8256	1.0570	0.9413	1.1229	No hay
8	9.3030	11.9836	1.0220	1.3108	1.1664	1.1238	No hay
7	8.2810	10.6728	1.2050	1.5475	1.3763	1.1244	No hay
6	7.0760	9.1253	1.3499	1.7358	1.5429	1.1251	No hay
5	5.7261	7.3895	1.4375	1.8503	1.6439	1.1256	No hay
4	4.2886	5.5392	1.4442	1.8616	1.6529	1.1263	No hay
3	2.8444	3.6776	1.3345	1.7229	1.5287	1.1270	No hay
2	1.5099	1.9547	1.0457	1.3526	1.1992	1.1280	No hay
1	0.4642	0.6021	0.4642	0.6021	0.5332	1.1293	No hay

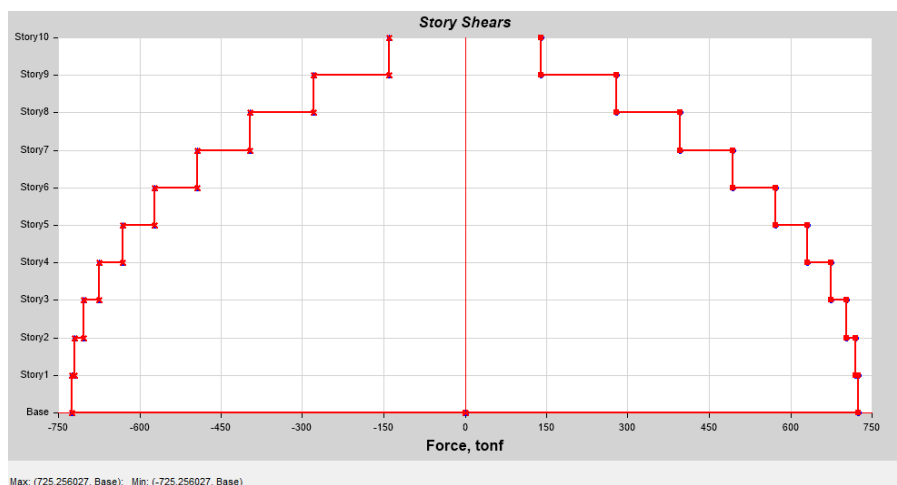
Como puede notarse el *TIR* es mayor en todos los niveles bajo la dirección Y de análisis que en la dirección X, y dado que las fuerzas son exactamente las mismas, se puede evidenciar como la estructura presenta mayor sensibilidad a los efectos de torsión cuando las fuerzas laterales se producen paralelas al eje Y.

Con los resultados del *TIR* en ambas direcciones de análisis se concluye que no existe irregularidad horizontal tipo 1 (torsional) en la estructura.

Dado que no existe irregularidad torsional horizontal, de acuerdo a la sección 12.5.4, es posible utilizar el método de direcciones independientes para la aplicación del análisis lateral. Además, de acuerdo a la sección 12.8.4.2.1 no es necesario incluir la torsión accidental en los análisis ni el diseño. Sin embargo, ya que el código no prohíbe el uso del método alternativo (método direccional ortogonal), ni la aplicación de la torsión accidental, estos serán utilizados y considerados en los análisis posteriores para fines ilustrativos, puesto que sí llegan a ser requeridos para la mayoría de las estructuras reales.

#### II.4.4.5 Aplicación del análisis lateral ELF definitivo

Dando de alta todas las combinaciones en el programa ETABS se calcularon para ambas direcciones los cortantes de entrepiso máximos (tabla 2.2)



**Gráfico 2.2** Cortantes de entrepiso máximos en ambas direcciones obtenidos del análisis ELF definitivo.

Fuente: Elaboración propia

<b>Cortantes de Entrepiso Máximos ELF</b>					
<b>Story</b>	<b>Elevación</b>	<b>X-Dir</b>	<b>Y-Dir</b>	<b>X-Dir Min</b>	<b>Y-Dir Min</b>
	m	tonf	tonf	tonf	tonf
Story10	30	139.26	139.26	-139.26	-139.26
Story9	27	279.09	279.09	-279.09	-279.09
Story8	24	397.02	397.02	-397.02	-397.02
Story7	21	494.23	494.23	-494.23	-494.23
Story6	18	572.01	572.01	-572.01	-572.01
Story5	15	631.76	631.76	-631.76	-631.76
Story4	12	675.02	675.02	-675.02	-675.02
Story3	9	703.56	703.56	-703.56	-703.56
Story2	6	719.43	719.43	-719.43	-719.43
Story1	3	725.26	725.26	-725.26	-725.26
Base	0	0	0	0	0

**Tabla 2.2** Cortantes de entrepiso máximos en ambas direcciones obtenidos del análisis ELF definitivo.

Fuente: Elaboración propia

Por tanto, el cortante basal en la dirección de análisis X es:

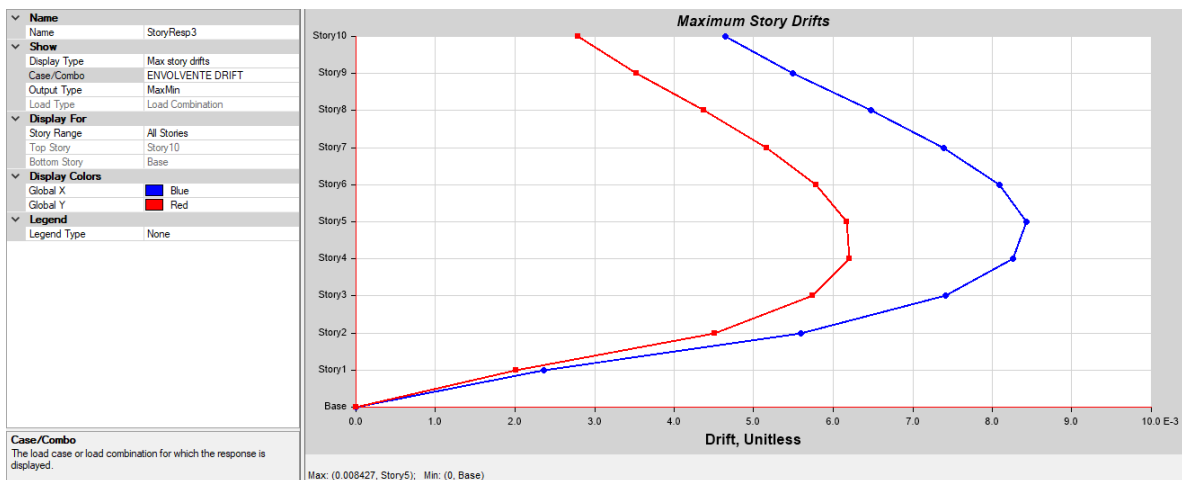
$$V_{x\ ELF} = 725.26 \text{ ton.}$$

Y el cortante basal en la dirección de análisis Y es:

$$V_{y\ ELF} = 725.26 \text{ ton.}$$

#### **II.4.4.5.1 Revisión de Desplazamientos de entrepiso o Distorsiones (Drifts)**

Los desplazamientos de entrepiso elásticos  $\Delta_e$  máximos fueron calculados con las combinaciones correspondientes vistas anteriormente. La vista grafica de los resultados se muestra en el gráfico. 2.3.



**Gráfico 2.3** Distorsiones máximas en ambas direcciones obtenidos del análisis ELF definitivo. Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos de entrepiso elásticos deben ser multiplicados por el factor de amplificación de la deflexión  $C_d$  y el factor de importancia  $I_e$  para obtener como resultado los desplazamientos de entrepiso de diseño. Estos últimos deben ser revisados contra los desplazamientos de entrepiso permitidos  $\Delta_a$  de acuerdo a la tabla 12.12-1.

**Table 12.12-1. Allowable Story Drift,  $\Delta_a$**

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, and ceilings that have been designed to accommodate the drifts associated with the Design Earthquake Displacements	$0.025h_{xx}^a$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures <sup>b</sup>	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_x$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

<sup>a</sup>There shall be no drift limit for single-story structures in which the interior walls, partitions, and ceilings have been designed to accommodate story drifts associated with the Design Earthquake Displacement. The structural separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

<sup>b</sup>Structures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support that are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Notes:  $h_{xx}$  is the story height below level x. For seismic force-resisting systems solely comprising moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

Recordando que para el caso de estudio  $C_d = 5.5$  y  $I_e = 1$ , se muestran en la siguiente tabla los resultados de la revisión de los desplazamientos de entrepiso:

**Revisión de Desplazamientos de Entrepiso (Drifts)**

**Dirección X**

Nivel	Drift elástico	Drift Diseño	Drift permisible	Revisión
	$\Delta_e/h$	$\Delta_d = \Delta_e C_d/I_e$	$\Delta_d/h$	
10	0.0046	0.0256	0.020	NO CUMPLE
9	0.0055	0.0302	0.020	NO CUMPLE
8	0.0065	0.0356	0.020	NO CUMPLE
7	0.0074	0.0407	0.020	NO CUMPLE
6	0.0081	0.0445	0.020	NO CUMPLE
5	0.0084	0.0463	0.020	NO CUMPLE
4	0.0083	0.0455	0.020	NO CUMPLE
3	0.0074	0.0408	0.020	NO CUMPLE
2	0.0056	0.0308	0.020	NO CUMPLE
1	0.0024	0.0130	0.020	CUMPLE

**Revisión de Desplazamientos de Entrepiso (Drifts)**

**Dirección Y**

Nivel	Drift elástico	Drift Diseño	Drift permisible	Revisión
	$\Delta_e/h$	$\Delta_d = \Delta_e C_d/I_e$	$\Delta_d/h$	
10	0.0028	0.0153	0.020	CUMPLE
9	0.0035	0.0194	0.020	CUMPLE
8	0.0044	0.0240	0.020	NO CUMPLE
7	0.0052	0.0284	0.020	NO CUMPLE
6	0.0058	0.0318	0.020	NO CUMPLE
5	0.0062	0.0339	0.020	NO CUMPLE
4	0.0062	0.0341	0.020	NO CUMPLE
3	0.0057	0.0316	0.020	NO CUMPLE
2	0.0045	0.0248	0.020	NO CUMPLE
1	0.0020	0.0110	0.020	CUMPLE

Con esto se concluye la aplicación del análisis lineal estático por el método ELF. Los resultados encontrados para las fuerzas cortantes y distorsiones de entrepiso serán comparados con los mismos obtenidos por medio del análisis modal espectral.

## II.5 Aplicación del método de análisis sísmico modal espectral (MRS)

### II.5.1 Consideraciones generales del análisis modal espectral

El modelo matemático tridimensional requerido por el estándar ha sido el mismo utilizado en el análisis ELF.

Como se ha visto en el proceso del ELF, todas las losas cumplen con las condiciones de modelado de diafragma rígido.

Las combinaciones de carga contemplan el método de combinación direccional ortogonal, es decir, aplicando el 100% en la dirección principal de análisis simultáneamente al 30% en la dirección perpendicular.

Los efectos de torsión han sido considerados de acuerdo a la sección 12.9.1.5

### II.5.2 Numero de modos

Ejecutando un análisis modal, se obtienen los siguientes resultados de participación de masas modales

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.931	0.7383	0	0	0.7383	0	0
2	1.591	0	0.756	0	0.7383	0.756	0
3	1.482	0	0	0.7592	0.7383	0.756	0.7592
4	0.539	0.1246	0	0	0.8629	0.756	0.7592
5	0.465	0	0.1151	0	0.8629	0.8711	0.7592
6	0.438	0	0	0.113	0.8629	0.8711	0.8723
7	0.25	0.056	0	0	0.9189	0.8711	0.8723
8	0.229	0	0.0515	0	0.9189	0.9226	0.8723
9	0.217	0	0	0.0508	0.9189	0.9226	0.9231
10	0.141	0.0314	0	0	0.9503	0.9226	0.9231
11	0.134	0	0.0296	0	0.9503	0.9522	0.9231
12	0.128	0	0	0.0293	0.9503	0.9522	0.9524

Como puede observarse, se cumple con el número de modos necesarios desde el modo número 8, donde se supera el 90% de la participación de la masa modal en ambas direcciones ortogonales.

### II.5.3 Parámetros de respuesta modal

El espectro de diseño sin reducir obtenido de la base de datos de la USGS por medio de la herramienta de riesgo en línea del ASCE 7 es:

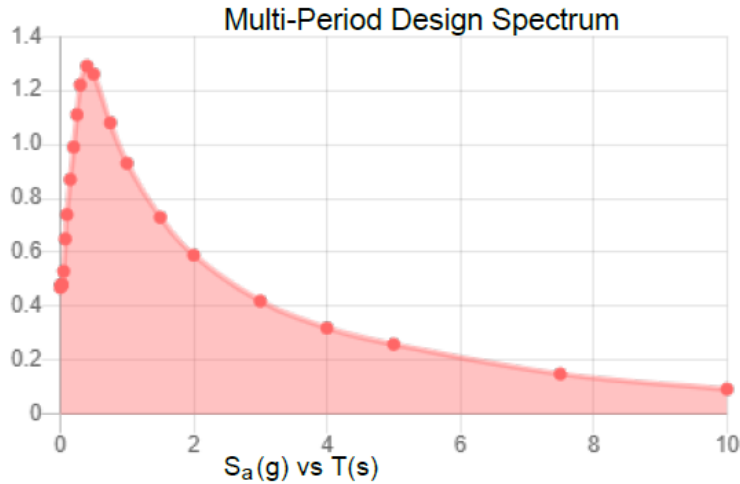


Gráfico 2.4 Espectro multiperiodo de diseño sin reducir. Fuente: ASCE 7 Hazard Tool.

El espectro de diseño reducido se obtiene al dividir el espectro de respuesta anterior entre  $R/I_e$ . Recordando que el factor  $R$  ha sido determinado igual a 8 y el factor  $I_e$  igual a 1, el espectro de diseño debe ser dividido por 8. Se muestra el espectro de diseño reducido obtenido y que ha sido importado al programa ETABS:

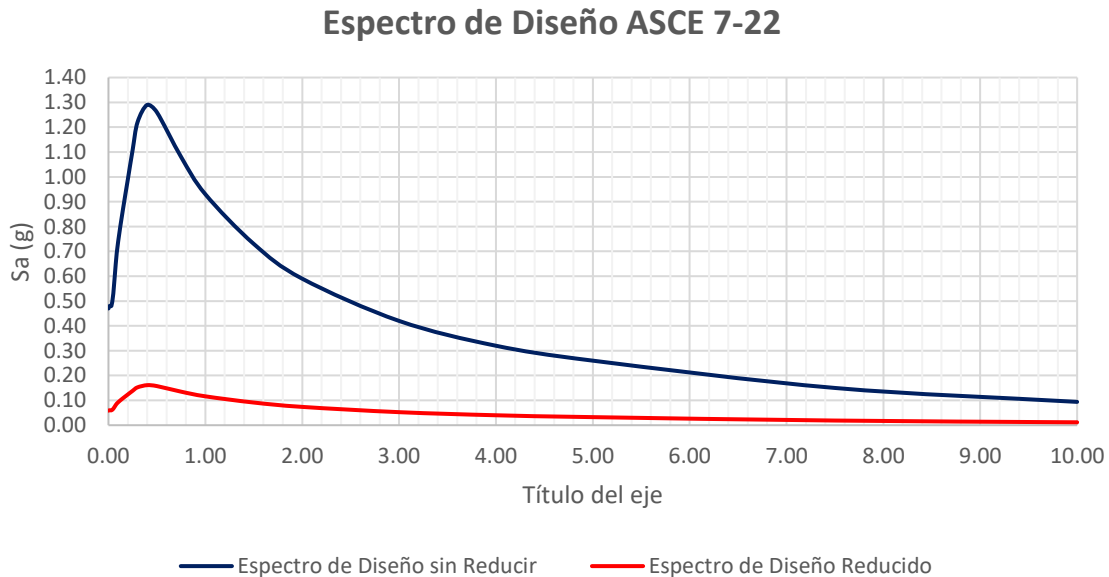
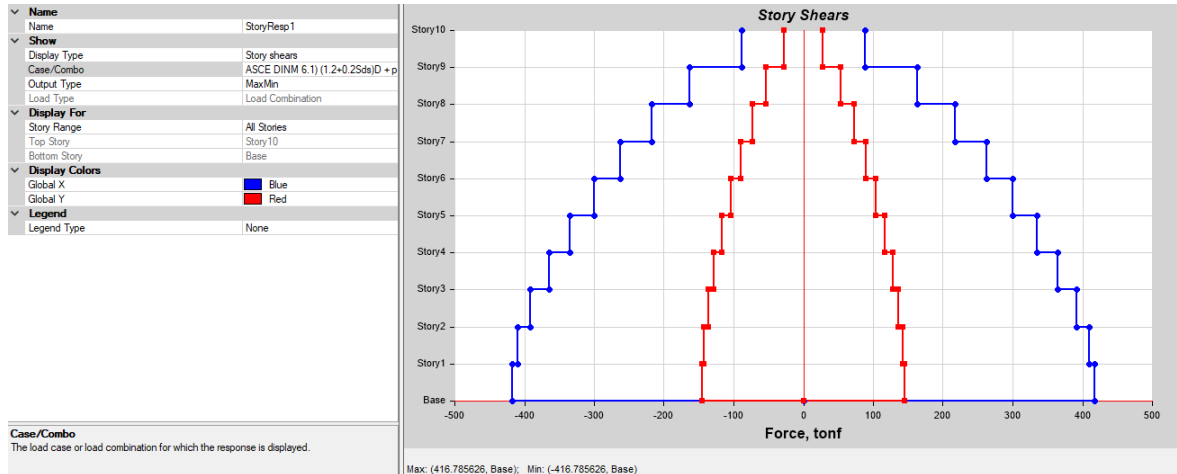


Gráfico 2.5 Espectro de diseño sin reducir y espectro de diseño reducido. Fuente: Elaboración propia

## II.5.4 Escalamiento de las fuerzas laterales de diseño

Aplicando el análisis MRS con el espectro reducido en dirección principal X se obtienen los siguientes cortantes de entrepiso:



**Gráfico 2.6** Cortantes de entrepiso máximos obtenidos del análisis MRS en dirección principal X. Fuente: Elaboración propia

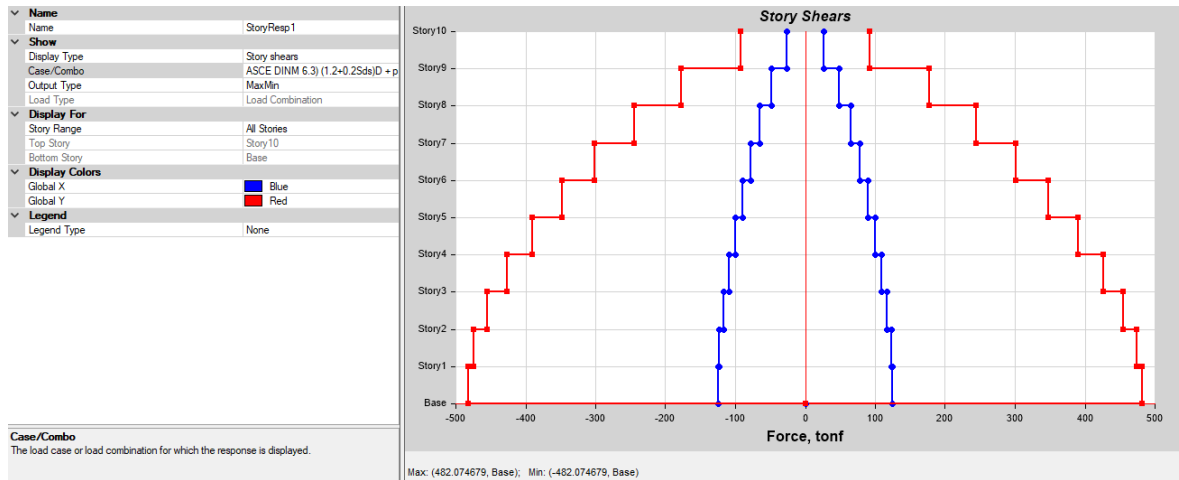
Cortantes de Entrepiso Máximos MRS Dirección X					
Story	Elevación	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min
	m	tonf	tonf	tonf	tonf
Story10	30.00	88.57	27.86	-88.57	-27.86
Story9	27.00	162.83	53.28	-162.83	-53.28
Story8	24.00	217.88	73.47	-217.88	-73.47
Story7	21.00	262.27	90.22	-262.27	-90.22
Story6	18.00	300.18	104.47	-300.18	-104.47
Story5	15.00	334.28	116.96	-334.28	-116.96
Story4	12.00	365.04	127.78	-365.04	-127.78
Story3	9.00	391.17	136.53	-391.17	-136.53
Story2	6.00	409.65	142.41	-409.65	-142.41
Story1	3.00	416.79	144.62	-416.79	-144.62
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabla 2.3** Cortantes de entrepiso máximos obtenidos por método MRS en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Por tanto, el cortante basal en la dirección de análisis X es

$$V_{x\ MRS} = 416.79 \text{ ton.}$$

Aplicando el análisis MRS con el espectro reducido en dirección principal Y se obtienen los siguientes cortantes de entrepiso:



**Gráfico 2.7** Cortantes de entrepiso máximos obtenidos del análisis MRS en dirección principal Y. Fuente: Elaboración propia

<b>Cortantes de Entrepiso Máximos MRS Dirección Y</b>					
<b>Story</b>	<b>Elevación</b>	<b>X-Dir</b>	<b>Y-Dir</b>	<b>X-Dir Min</b>	<b>Y-Dir Min</b>
	m	tonf	tonf	tonf	tonf
Story10	30.00	26.57	92.86	-26.57	-92.86
Story9	27.00	48.85	177.59	-48.85	-177.59
Story8	24.00	65.36	244.91	-65.36	-244.91
Story7	21.00	78.68	300.72	-78.68	-300.72
Story6	18.00	90.05	348.24	-90.05	-348.24
Story5	15.00	100.28	389.86	-100.28	-389.86
Story4	12.00	109.51	425.94	-109.51	-425.94
Story3	9.00	117.35	455.09	-117.35	-455.09
Story2	6.00	122.90	474.69	-122.90	-474.69
Story1	3.00	125.04	482.07	-125.04	-482.07
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**Tabla 2.4** Cortantes de entrepiso máximos obtenidos por método MRS en dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Y el cortante basal en la dirección de análisis Y es:

$$V_{yMRS} = 482.07 \text{ ton.}$$

Recordando los cortantes en la base obtenidos de los análisis con el método ELF:

$$V_{x\,ELF} = 725.26 \text{ ton.}$$

$$V_{y\,ELF} = 725.26 \text{ ton.}$$

Ya que el cortante basal calculado con el método ELF es mayor que el calculado con el método MRS en ambas direcciones ortogonales, es necesario escalar las fuerzas del análisis MRS en ambas direcciones ortogonales.

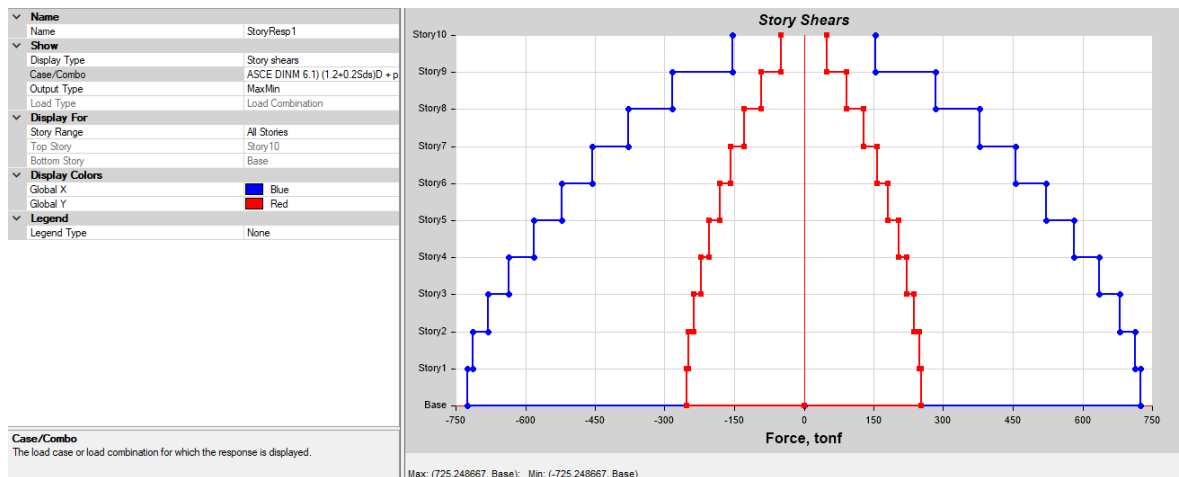
Calculando el factor de escalamiento de fuerzas en dirección X:

$$V_{x\,ELF} / V_{x\,MRS} = 725.26 / 416.79 = 1.7401$$

Calculando el factor de escalamiento de fuerzas en dirección Y:

$$V_{y\,ELF} / V_{y\,MRS} = 725.26 / 482.07 = 1.5045$$

Aplicando el factor de escalamiento de fuerzas en dirección X se obtienen los cortantes de entrepiso finales del análisis MRE:



**Gráfico 2.8** Cortantes de entrepiso máximos escalados obtenidos del análisis MRS en dirección principal X.

Fuente: Elaboración propia

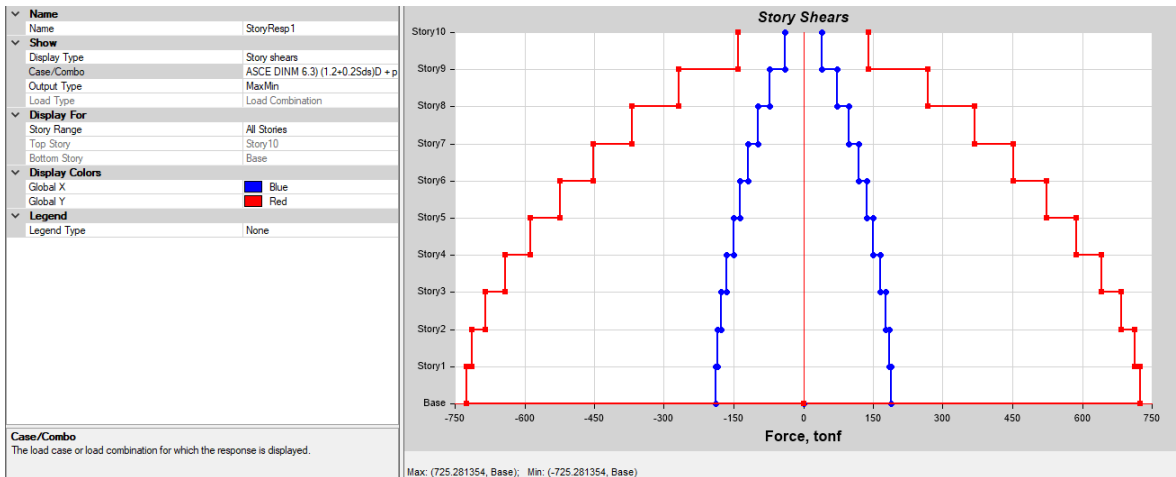
**Cortantes de Entrepiso Máximos MRS Escalados Dirección X**

Story	Elevación	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Min	Y-Dir Min
	m	tonf	tonf	tonf	tonf
Story10	30	154.12	48.47	-154.12	-48.47
Story9	27	283.34	92.71	-283.34	-92.71
Story8	24	379.13	127.85	-379.13	-127.85
Story7	21	456.38	156.98	-456.38	-156.98
Story6	18	522.35	181.79	-522.35	-181.79
Story5	15	581.68	203.52	-581.68	-203.52
Story4	12	635.20	222.35	-635.20	-222.35
Story3	9	680.67	237.57	-680.67	-237.57
Story2	6	712.84	247.80	-712.84	-247.80
Story1	3	725.26	251.66	-725.26	-251.66
Base	0	0	0	0	0

**Tabla 2.5** Cortantes de entrepiso máximos obtenidos por método MRS escalado en dirección X. Fuente: Elaboración propia.

El cortante basal calculado por el método MRS en dirección X ahora alcanza el 100% del cortante basal del calculado por el método ELF.

Aplicando el factor de escalamiento de fuerzas en dirección Y se obtienen los cortantes de entrepiso finales del análisis MRS:



**Gráfico 2.9** Cortantes de entrepiso máximos escalados obtenidos del análisis MRS en dirección principal Y.

Fuente: Elaboración propia

<b>Cortantes de Entrepiso Máximos MRS Escalados Direcci3n Y</b>					
<b>Story</b>	<b>Elevaci3n</b>	<b>X-Dir</b>	<b>Y-Dir</b>	<b>X-Dir Mín</b>	<b>Y-Dir Mín</b>
	m	tonf	tonf	tonf	tonf
Story10	30	39.98	139.70	-39.98	-139.70
Story9	27	73.49	267.18	-73.49	-267.18
Story8	24	98.34	368.47	-98.34	-368.47
Story7	21	118.38	452.43	-118.38	-452.43
Story6	18	135.49	523.93	-135.49	-523.93
Story5	15	150.88	586.54	-150.88	-586.54
Story4	12	164.76	640.83	-164.76	-640.83
Story3	9	176.55	684.68	-176.55	-684.68
Story2	6	184.90	714.16	-184.90	-714.16
Story1	3	188.12	725.28	-188.12	-725.28
Base	0	0	0	0	0

**Tabla 2.6** Cortantes de entrepiso máximos obtenidos por método MRS escalado en direcci3n Y. Fuente:  
Elaboraci3n propia.

El cortante basal calculado por el método MRS en direcci3n Y ahora alcanza el 100% del cortante basal del calculado por el método ELF.

### II.5.5 Escalamiento de las distorsiones de diseño

$$C_s = 0.5S_1 / (R/I_e) \quad (12.8-7)$$

Sustituyendo se tiene:

$$C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.5(0.6)}{\frac{8}{1}} = 0.0375$$

$$C_s W = (0.0375)(5330.09315) = 199.88 \text{ ton}$$

$$V_{xMRS} = 416.79 \text{ ton} > 199.88 \text{ ton}$$

$$V_{yMRS} = 482.07 \text{ ton} > 199.88 \text{ ton}$$

Por lo tanto, no es necesario escalar las distorsiones.

Se presentan ahora los resultados finales de las distorsiones máximas calculadas con el análisis MRS y su revisión contra las distorsiones límite:

**Revisión de Desplazamientos de Entrepiso MRS (Drifts)**

**Dirección X**

Nivel	Drift elástico $\Delta_e/h$	Drift Diseño $\Delta_d = \Delta_e C_d / I_e$	Drift permisible $\Delta_d/h$	Revisión
10	0.0025	0.0136	0.020	CUMPLE
9	0.0029	0.0159	0.020	CUMPLE
8	0.0034	0.0186	0.020	CUMPLE
7	0.0038	0.0211	0.020	NO CUMPLE
6	0.0042	0.0231	0.020	NO CUMPLE
5	0.0044	0.0242	0.020	NO CUMPLE
4	0.0044	0.0240	0.020	NO CUMPLE
3	0.0040	0.0219	0.020	NO CUMPLE
2	0.0030	0.0167	0.020	CUMPLE
1	0.0013	0.0072	0.020	CUMPLE

**Revisión de Desplazamientos de Entrepiso MRS (Drifts)**

**Dirección Y**

Nivel	Drift elástico $\Delta_e/h$	Drift Diseño $\Delta_d = \Delta_e C_d / I_e$	Drift permisible $\Delta_d/h$	Revisión
10	0.0017	0.0094	0.020	CUMPLE
9	0.0021	0.0118	0.020	CUMPLE
8	0.0026	0.0145	0.020	CUMPLE
7	0.0031	0.0171	0.020	CUMPLE
6	0.0035	0.0193	0.020	CUMPLE
5	0.0038	0.0208	0.020	NO CUMPLE
4	0.0039	0.0212	0.020	NO CUMPLE
3	0.0036	0.0200	0.020	CUMPLE
2	0.0029	0.0159	0.020	CUMPLE
1	0.0013	0.0072	0.020	CUMPLE

## **CAPITULO III. ANÁLISIS POR VIENTO DE ACUERDO AL ASCE 7-22**

### **III.1 Preliminares y Requerimientos Generales**

Hay que aclarar que para análisis de viento los miembros de la estructura se dividen en dos grupos, el sistema principal resistente a cargas de viento (MWFRS) y los componentes y revestimientos (C&C).

Por definición del estándar, el MWFRS es “el conjunto de elementos estructurales asignados para proporcionar soporte y estabilidad a la estructura general. El sistema generalmente recibe carga de viento de más de una superficie”. Mientras que los componentes y revestimientos por definición son “elementos de la envolvente del edificio o elementos de los accesorios de la estructura y equipos de techo que no califican como parte del MWFRS”.

El MWFRS son los miembros de la estructura principal como columnas, trabes, arriostramientos, diafragmas, cimentación, etc., que actúan como un todo para resistir las acciones del viento desde distintas caras.

El C&C son los miembros envolventes de la estructura sobre los que las fuerzas del viento actúan directamente y transmiten las fuerzas al MWFRS, por ejemplo, muros paneles, cubiertas, armaduras, puertas, ventanas, tornillos, etc.

El alcance del análisis por viento de este estudio se limitará solo a las acciones sobre el MWFRS, por lo que solamente se abordaran las cláusulas del estándar referentes a estas acciones y a esta parte de la estructura.

El capítulo 26 contiene las estipulaciones generales para la determinación de parámetros que serán usados en capítulos y secciones posteriores dependiendo del sistema y el procedimiento a utilizar.

La sección 26.1.2.1 establece los métodos y capítulos relacionados a la determinación de las fuerzas de viento de diseño para al análisis y diseño del MWFRS:

1. Método Direccional para edificios de cualquier altura	Capítulo 27
2. Método Envolvente para edificios de baja altura	Capítulo 28
3. Método Direccional para accesorios de construcción	Capítulo 29
4. Método de Túnel de viento para cualquier estructura	Capítulo 31

El primer método representa el método mayormente usado debido a su alcance y aplicabilidad a cualquier edificio. Este será el único método estudiado y aplicado en este trabajo.

El segundo método es únicamente aplicable para estructuras de baja altura, que, por definición del estándar, estas son aquellas con alturas menores a 18 m o alturas que no sobrepasan su menor dimensión horizontal.

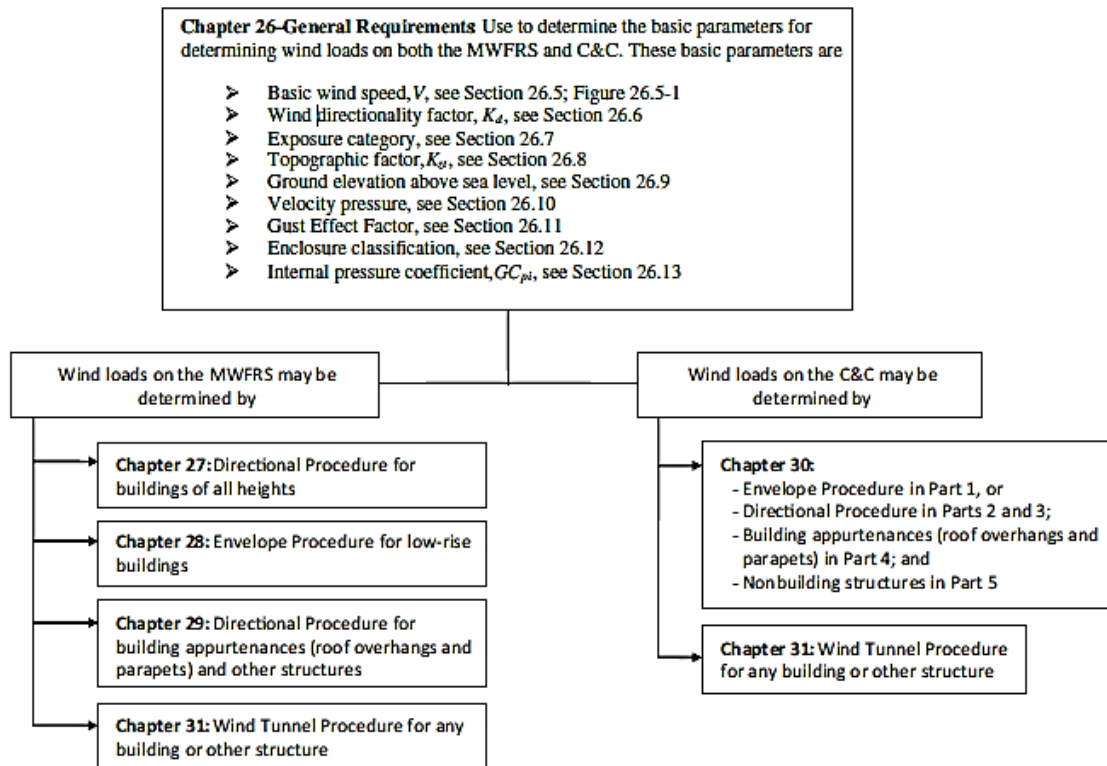
El tercer método es aplicable a accesorios de construcción como pueden ser equipos y estructuras sobre azotea, muros autosoportantes, espectaculares, chimeneas, marcos de un plano, etc.

El cuarto método es permitido para cualquier edificio o estructura. Este método utiliza pruebas computacionales de dinámica de fluidos para determinar las fuerzas y presiones pico en la estructura. De acuerdo al estándar este método produce presiones de viento y cargas más precisas que cualquier otro método, sin embargo, este método consiste de estudios especializados particulares de la estructura que llegan a representar mayores esfuerzos y costos para el proyecto.

Antes de pasar a la aplicación de cualquier método de análisis por viento es necesario determinar parámetros generales, los cuales se establecen de acuerdo al capítulo 26.

### III.1.1 Procedimiento general del análisis por viento

La figura 3.1 muestra un esquema del proceso general para la obtención de las cargas de viento. El proceso mostrado será el mismo realizado en este trabajo con la pequeña diferencia de que los coeficientes de presión externa  $C_p$  serán determinados después del último paso de los requerimientos generales y antes de la aplicación de los pasos del método direccional.



**Figura 3.1** Diagrama general del proceso para determinación de las cargas de viento. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

#### Pasos recomendados para aplicación del método Direccional para edificios de cualquier altura

1. Determinar el coeficiente de presión de velocidad  $K_z$  o  $K_h$
2. Determinar la presión de velocidad  $q_z$  o  $q_h$
3. Cálculo de la presión externa de viento
4. Cálculo de la presión interna de viento
5. Evaluación de los casos de carga de viento

### III.1.1.1 Velocidad básica de viento $V$

De acuerdo a la sección 26.5, la velocidad básica de viento puede obtenerse de los mapas de isotacas para los territorios de los estados unidos, incluidos en la fig 26.5 del estándar. Estos mapas están relacionados cada uno a una de las cuatro categorías de riesgo definidas de acuerdo a la tabla 1.5-1.

Alternativamente la velocidad básica de viento puede ser obtenida de la base de datos de la USGS, y al igual que para los parámetros básicos de sismo, la herramienta en línea de peligro del ASCE 7 facilita el acceso a este dato.

En caso de que la velocidad básica de viento no esté disponible por medio de los mapas o la base de datos, esta deberá ser determinada por las autoridades de la zona con jurisdicción.

### III.1.1.2 Factor de direccionalidad de viento $K_d$

La sección 26.6 establece que el factor de direccionalidad de viento debe ser determinada de la tabla 26.6-1

Structure Type	Directionality Factor $K_d$
<b>Buildings</b>	
Main wind force resisting system	0.85
Components and cladding	0.85
Arched roofs	0.85
Circular domes	1.0*
<b>Chimneys, tanks, and similar structures</b>	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Octagonal	1.0*
Round	1.0*
<b>Solid freestanding walls, roof top equipment, and solid freestanding and attached signs</b>	0.85
<b>Open signs and single-plane open frames</b>	0.85
<b>Trussed towers</b>	
Triangular, square, or rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

\*Directionality factor  $K_d=0.95$  shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

**Tabla 26.6-1** Factor de direccionalidad de viento  $K_d$ . Fuente: ASCE/SEI 7, 2022

### III.1.1.3 Categoría de exposición

Las categorías de exposición de acuerdo a la sección 26.7 consideran la exposición de las estructuras de acuerdo a las obstrucciones alrededor de ellas al flujo del viento. Estas obstrucciones son llamadas en el estándar como “rugosidad” y consideran la topografía natural, vegetación y construcciones cercanas a ciertas distancias de la estructura.

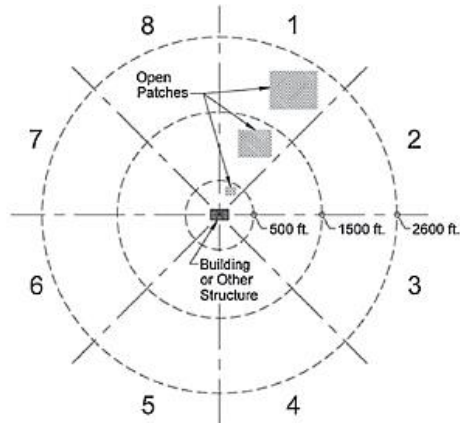
Para determinar la categoría de exposición es necesario primero conocer la categoría de rugosidad de superficie de acuerdo a la sección 26.7.2.

- Rugosidad de superficie B. Áreas urbanas y suburbanas, bosques u otros terrenos con varias obstrucciones estrechamente espaciadas que tienen el tamaño de viviendas unifamiliares.
- Rugosidad de superficie C. Terreno abierto con obstrucciones dispersas de alturas generalmente menores a 9 m.
- Rugosidad de superficie D. Áreas planas sin obstrucciones y superficies de cuerpos de agua como mares y lagos.

La categoría de exposición relaciona la categoría de rugosidad de superficie con distancias de desarrollo del flujo del viento. Se determina de acuerdo a la cláusula 26.7.3

- Categoría de exposición B. Cuando la Rugosidad de superficie B prevalece en distancias mayores a 457 m y la estructura de proyecto es menor a 9.1 m, o prevalece en distancias mayores a 792 m o 20 veces la altura del edificio (la que resulte mayor de estas) y la estructura de proyecto es mayor a 9.1 m.
- Categoría de exposición C. Cuando las categorías de superficie B y D no sean aplicables.
- Categoría de exposición D. Cuando la Rugosidad de superficie D prevalece en distancias mayores a 1524 m o 20 veces la altura del edificio (la que resulte mayor de estas).

Para cada dirección de viento, la exposición debe considerar los sectores en los radios de las distancias determinadas a 45 grados a cada lado

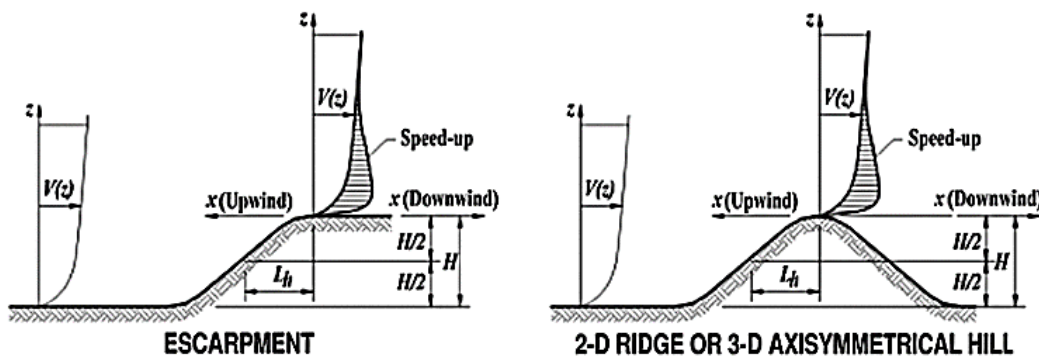


**Figura 3.2** Esquema de sectores de evaluación de la rugosidad alrededor de la estructura. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

### III.1.1.4 Factor Topográfico $K_{zt}$

La sección 26.8 establece que los efectos de aceleración del viento en colinas, crestas o laderas debidos a la topografía accidentada del terreno deben ser contemplados cuando se cumplen las siguientes condiciones:

1. Cuando la estructura se encuentra en la mitad superior de la colina, cresta o ladera
2.  $H/L_h \geq 0.2$
3.  $H \geq 4.5$  m para Categorías de exposición C y D, o  $H \geq 18$  m para Categoría de exposición B.



**Figura 3.3** Esquemas de apoyo para la determinación del factor de topografía  $K_{zt}$ . Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

Donde  $H$  es la altura de la colina, cresta o ladera y  $L_h$  la longitud horizontal perpendicular del escarpio.

De cumplir estas condiciones el factor de topografía  $K_{zt}$  debe ser calculado con la ecuación

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (26.8-1)$$

Donde los factores  $K_1$ ,  $K_2$  y  $K_3$  se obtienen de la tabla contenida en la fig 26.8-1

En caso de que no se cumplan las condiciones de aplicación, los efectos topográficos pueden ser despreciados y el factor  $K_{zt}$  tomado igual a 1.0.

### III.1.1.5 Factor de elevación $K_e$

El factor  $K_e$  se puede considerar como un factor de reducción por densidad del aire y esta toma valores desde 0.80 para estructuras arriba de 1829 msnm hasta 1.0 para estructuras a 0 msnm, de acuerdo a la tabla 26.9-1 o bien a la ecuación

$$K_e = e^{-0.000119 z_e} \quad (\text{ecuación sin número dentro de tabla 26.9-1})$$

Donde  $z_e$  = elevación sobre el nivel del mar en m.

Ground Elevation above Sea Level		Ground Elevation Factor, $K_e$
ft	m	
<0	<0	See note 2
0	0	1.00
1,000	305	0.96
2,000	610	0.93
3,000	914	0.90
4,000	1,219	0.86
5,000	1,524	0.83
6,000	1,829	0.80
>6,000	>1,829	See note 2

**Tabla 26.9-1** Factor de elevación  $K_e$ . Fuente: ASCE/SEI 7, 2022

Ya que el uso de la tabla 26.9-1 requiere de interpolaciones, se puede encontrar más practico el uso de la ecuación.

El estándar permite tomar  $K_e = 1.0$  para cualquier elevación, resultando así en presiones de diseño más altas y por lo tanto diseños más conservadores.

### III.1.1.6 Factor de Ráfaga $G$

La determinación del factor de ráfaga de acuerdo a la sección 26.11 dependerá primeramente de conocer si la estructura es rígida o flexible.

De acuerdo a las definiciones del estándar, una estructura rígida es aquella cuya frecuencia natural fundamental  $n_1$  es mayor a 1 Hz, o bien cuyo periodo fundamental  $T$  es menor a 1 s; una estructura flexible por el contrario es aquella cuya frecuencia natural fundamental  $n_1$  es menor a 1 Hz, o bien cuyo periodo fundamental  $T$  es mayor a 1 s.

De acuerdo al estándar, la frecuencia natural fundamental  $n_1$  debe obtenerse de un análisis apropiado, para lo cual un análisis modal es válido.

#### III.1.1.6.1 Factor de Ráfaga para estructuras rígidas

El factor de ráfaga para estructuras rígidas es calculado conforme a la sección 26.11.4 y la ecuación 26.11-6:

$$G = 0.925 \left( \frac{1 + 1.7g_Q I_{\bar{z}} Q}{1 + 1.7g_v I_{\bar{z}}} \right) \quad (26.11-6)$$

Donde:

$I_{\bar{z}}$  es la intensidad de turbulencia a la altura  $\bar{z}$ , calculada con la ecuación 26.11-7

$\bar{z}$  es la altura equivalente de la estructura definida como  $0.6h$  pero no menor a  $z_{min}$

$g_Q$  y  $g_v$  son factores de pico de entorno, y sus valores deben ser iguales a 3.4

$Q$  es la respuesta de entorno, calculada con la ecuación 26.11-8

$$I_{\bar{z}} = c \left( \frac{10}{\bar{z}} \right)^{1/6} \quad (26.11-7.SI)$$

Los valores de  $c$  y  $z_{min}$  están dados en la tabla 26.11-1 con base en la categoría de exposición.

SI Units										
Exposure	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\hat{\alpha}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$c$	$l$ (m)	$\bar{\epsilon}$	$z_{min}$ (m)*
B	7.5	1,000	17.5	0.84	1/4.5	0.47	0.30	97.54	1/3.0	9.14
C	9.8	750	19.8	1.00	1/6.4	0.66	0.20	152.40	1/5.0	4.57
D	11.5	590	1/11.5	1.09	1/8.0	0.78	0.15	198.12	1/8.0	2.13

\*  $z_{min}$  = Minimum height used to ensure that the equivalent height  $\bar{z}$  is the greater of  $0.6h$  or  $z_{min}$ . For buildings or other structures with  $h \leq z_{min}$ ,  $\bar{z}$  shall be taken as  $z_{min}$ .

**Tabla 26.11-1** Constantes de exposición de terreno. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63\left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}} \quad (26.11-8)$$

$B$  es la medida horizontal de la estructura perpendicular a la dirección del viento

$h$  es la altura de la estructura

$L_{\bar{z}}$  es la escala de longitud integral de turbulencia a la altura  $\bar{z}$ , dada por la ecuación 26.11-9

$$L_{\bar{z}} = \ell \left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\epsilon}} \quad (26.11-9.SI)$$

Donde  $l$  y  $\epsilon$  son constantes determinadas de acuerdo a la tabla 26.11-1.

### III.1.1.6.2 Factor de Ráfaga para estructuras flexibles

El factor de ráfaga para estructuras flexibles es calculado conforme a la sección 26.11.5 y la ecuación 26.11-10:

$$G_f = 0.925 \left( \frac{1 + 1.7I_{\bar{z}} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7g_v I_{\bar{z}}} \right) \quad (26.11-10)$$

Donde

$g_Q$  y  $g_v$  al igual que para estructuras rígidas, sus valores deben ser iguales a 3.4

$g_R$  es el factor pico de resonancia y se determina como:

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3,600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3,600n_1)}} \quad (26.11-11)$$

$Q$  e  $I_z$  se determinan de la misma manera que para estructuras rígidas  
 $R$  es el factor de respuesta de resonancia, calculado como:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (26.11-12)$$

Donde:

$\beta$  es la fracción de amortiguamiento crítico.

No existe una manera específica de determinar  $\beta$ , sino que suele asignarse un valor de manera racional al igual que para análisis sísmicos. De acuerdo al estándar, para aplicaciones de análisis por viento en Estados Unidos,  $\beta$  toma valores de 1% y 2% para estructuras de acero y concreto respectivamente, en niveles de servicio. Para diseño por resistencia  $\beta$  valores de 2.5% y 3% son comúnmente usados.

De acuerdo al estándar, “los niveles de amortiguación utilizados en las aplicaciones de carga de viento son inferiores a los coeficientes de amortiguación del 5% habituales en las aplicaciones sísmicas porque los edificios sometidos a cargas de viento responden esencialmente de forma elástica, mientras que los edificios sometidos a sismos de nivel de diseño responden inelásticamente a niveles de amortiguación más elevados” (ASCE 7-22, 2022, p.885).

$R_n$  es la densidad espectral de potencia de la turbulencia a la altura equivalente  $\bar{Z}$ , calculada con la ecuación 26.11-13:

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{5/3}} \quad (26.11-13)$$

$N_1$  es la frecuencia natural reducida de la estructura, calculada como:

$$N_1 = \frac{n_1 L_{\bar{z}}}{V_{\bar{z}}} \quad (26.11-14)$$

$R_h$ ,  $R_B$  y  $R_L$  son factores de efecto de tamaño relacionados a la altura, ancho y largo de la estructura, calculados con el conjunto de ecuaciones 26.11-15

$$\begin{aligned} R_h &= \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \\ R_B &= \frac{1}{\eta_B} - \frac{1}{2\eta_B^2} (1 - e^{-2\eta_B}) \\ R_L &= \frac{1}{\eta_L} - \frac{1}{2\eta_L^2} (1 - e^{-2\eta_L}) \end{aligned} \quad (26.11-15a)$$

$\eta_h$ ,  $\eta_B$  y  $\eta_L$  son factores de correlación de turbulencia

$$\begin{aligned} \eta_h &= 4.6n_1h/\bar{V}_z \\ \eta_B &= 4.6n_1B/\bar{V}_z \\ \eta_L &= 15.4n_1L/\bar{V}_z \end{aligned} \quad (26.11-15b)$$

$\bar{V}_z$  es la velocidad del viento promedio a la altura equivalente  $\bar{z}$ , calculada como:

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left( \frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{\alpha}} V \quad (26.11-16.SI)$$

Donde  $\bar{b}$  y  $\bar{\alpha}$  son constantes determinadas con la tabla 26.11-1.

### III.1.1.7 Coeficientes de presión $GC_{pi}$ y $C_p$

#### III.1.1.7.1 Clasificación de *enclosure*

Para determinar los coeficientes de presión interna de la estructura, esta debe ser clasificada como cerrada, parcialmente cerrada, parcialmente abierta o abierta. Esta clasificación es nombrada dentro del estándar como “enclosure” y será de igual manera nombrada dentro de este trabajo.

De acuerdo a las definiciones del estándar:

- Estructura cerrada: estructuras con un área total de aberturas en cada muro menor o igual a  $0.37 \text{ m}^2$  o 1% del área del muro.
- Estructura parcialmente cerrada: estructuras que cumplen con las siguientes condiciones:
  1. El área total de aberturas en algún muro es mayor al 10% del área total de aberturas de la envolvente de la estructura
  2. El área total de aberturas en algún muro es mayor a  $0.37 \text{ m}^2$  o al 1% del área del muro
  3. El área total de aberturas en algún muro es menor al 20% del área total de aberturas de la envolvente de la estructura
- Estructura abierta: estructuras donde el área total de aberturas en cada muro es por lo menos el 80% del área del muro
- Estructura parcialmente abierta: estructuras que no clasifican como alguna de las anteriores.

### III.1.1.7.2 Coeficientes de Presión Interna $GC_{pi}$

Los coeficientes de presión interna  $GC_{pi}$ , se determinan de acuerdo a la tabla 26.13-1 de acuerdo a la clasificación de enclosure:

Enclosure Classification	Criteria for Enclosure Classification	Internal Pressure	Internal Pressure Coefficient ( $GC_{pi}$ )
Enclosed buildings	$A_o$ is less than the smaller of $0.01A_g$ or $4 \text{ ft}^2 (0.37 \text{ m}^2)$ , and $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.2$	Moderate	+0.18 -0.18
Partially enclosed buildings	$A_o > 1.1A_{oi}$ , and $A_o >$ the lesser of $0.01A_g$ or $4 \text{ ft}^2 (0.37 \text{ m}^2)$ , and $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.2$	High	+0.55 -0.55
Partially open buildings	A building that does not comply with Enclosed, Partially Enclosed, or Open classifications	Moderate	+0.18 -0.18
Open buildings	Each wall is at least 80% open	Negligible	0.00

**Tabla 26.13-1** Coeficientes de presión interna  $GC_{pi}$ . Fuente: ASCE/SEI 7, 2022

### III.1.1.7.3 Coeficientes de Presión Externa $C_p$

Los Coeficientes de Presión Externa  $C_p$  para muros y techos se determinan de acuerdo a las tablas de la figura 27.3-1 del estándar.

La tabla de Coeficientes de Presión Externa  $C_p$  para muros establece diferentes coeficientes para muros en barlovento, sotavento, muros laterales e incluso parapetos o pretilas. Además de esto también se indica a qué tipo de presión de velocidad  $q$  va dirigida a modificar pudiendo ser estos  $q_z$  o  $q_h$ . Donde:

$q = q_z$  para muros con presión externa en barlovento, evaluada a la altura de nivel  $z$  sobre el nivel de terreno

$q = q_h$  para muros con presión externa en sotavento, muros laterales y techos, evaluada a la altura total de la estructura  $h$  sobre el nivel de terreno

Surface	$L / B$	$C_p$	Use with
Windward wall	All values	0.8	$q_z$
	0-1	-0.5	$q_h$
	2	-0.3	$q_h$
Leeward wall	$\geq 4$	-0.2	$q_h$
	All values	-0.7	$q_h$
Sidewall	All values	-0.7	$q_h$
Parapet	All values	See Section 27.3.4 for $GC_{pn}$	$q_p$

**Tabla 27.3-1a** Coeficientes de presión externa  $C_p$  en muros, tomados de la figura 27.3-1. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022

La tabla de Coeficientes de Presión Externa  $C_p$  para techos establece diferentes coeficientes para techos con diferentes inclinaciones.

Además, para techos planos ( $\theta < 10^\circ$ ), se establecen distintos valores en función de la distancia al borde en barlovento. Como puede notarse, el coeficiente  $C_p$  es mayor cuando está más cerca del borde, y va disminuyendo conforme se aleja del borde.

Roof Pressure Coefficients,  $C_p$ , for use with  $q_h$

Wind Direction	$h/L$	windward										Leeward						
		Angle, $\theta$										Angle, $\theta$						
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	45°	60°	60° < $\theta$ ≤ 80°	> 80	10°	15°	≥ 20°				
Normal to Ridge for $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0 <sup>a</sup>											
		-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.6	0.01 $\theta$	0.8	-0.3	-0.5	-0.6				
	0.5	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.0 <sup>a</sup>										
		-0.18	-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6	0.01 $\theta$	0.8	-0.5	-0.5	-0.6				
Parallel to Ridge for all $\theta$	≥ 1.0	-1.3 <sup>b</sup>	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0 <sup>a</sup>										
		-0.18	-0.18	-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.2	0.3	0.6	0.01 $\theta$	0.8	-0.7	-0.6	-0.6				

Wind Direction	$h/L$	Horizontal Distance from Windward Edge	$C_p$
Normal to Ridge for $\theta < 10^\circ$ and Parallel to Ridge for all $\theta$	≤ 0.5	0 to $h/2$	-0.9, -0.18
		$h/2$ to $h$	-0.9, -0.18
		$h$ to $2h$	-0.5, -0.18
		> $2h$	-0.3, -0.18
Parallel to Ridge for all $\theta$	≥ 1.0	0 to $h/2$	-1.3 <sup>b</sup> , -0.18
		> $h/2$	-0.7, -0.18

<sup>a</sup>Value is provided for interpolation purposes.

<sup>b</sup>Value can be reduced linearly, with area over which it is applicable as follows:

**Tabla 27.3-1b** Coeficientes de presión externa  $C_p$  en techos, tomados de la figura 27.3-1. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022

$B$  es la dimensión horizontal de la estructura, perpendicular a la dirección de análisis

$L$  es la dimensión horizontal de la estructura, paralela a la dirección de análisis

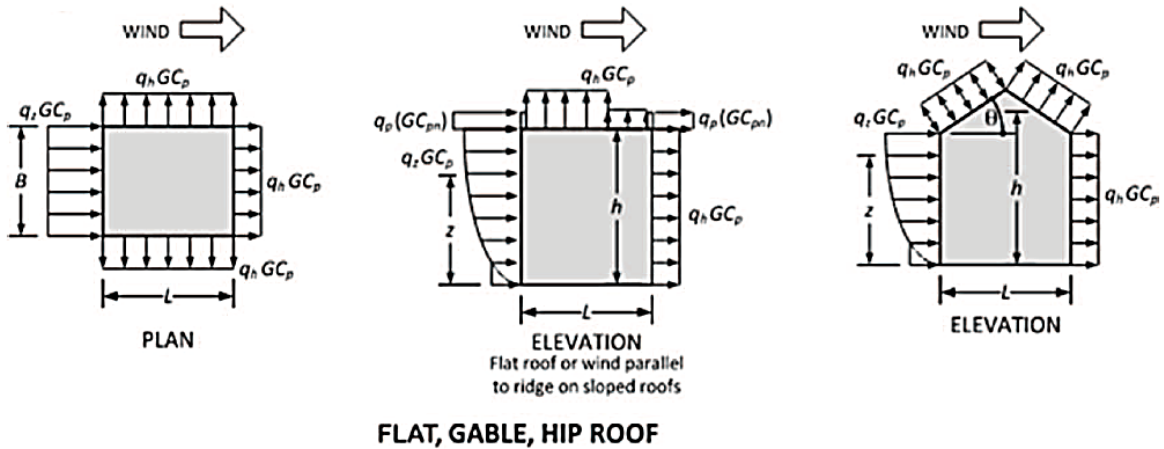
$h$  es la altura de la estructura sobre el nivel de terreno

$\theta$  es el ángulo del plano de la cubierta con respecto al plano horizontal

Los signos positivos y negativos significan presiones actuando hacia y desde el muro respectivamente.

Para valores de  $L/B$ ,  $h/L$  y  $\theta$  que no estén especificados en las tablas de deberán realizar las interpolaciones necesarias.

Los coeficientes de presión externa deben ser aplicados como se indica en los esquemas de la figura 27.3-1 del estándar.



**Figura 3.3** Esquemas de aplicación de coeficientes externos  $C_p$  en conjunto con  $q_h$  o  $q_z$ . Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

### III.2 Método Direccional para estimación de Cargas de Viento aplicables al MWFRS

Obtenidos los parámetros generales indicados dentro del capítulo 26 del estándar, es posible proceder con el método direccional de acuerdo al capítulo 27 del estándar, siempre que la forma de la estructura sea regular o similar a algunas de las mostradas en las figuras 27.3.

#### III.2.1 Presión de velocidad $q$

De acuerdo a la sección 26.10, las velocidades de presión  $q_z$  son evaluadas a diferentes alturas  $z$  sobre el nivel de terreno de acuerdo a la ecuación 26.10-1:

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_e V^2 (\text{N/m}^2); V, \text{m/s} \quad (26.10-1.SI)$$

Donde el Coeficiente de exposición de la velocidad de presión  $K_z$  (o  $K_h$ ) se determina de la tabla 26.10-1 con respectivas interpolaciones o de las ecuaciones contenidas en la misma tabla:

$$\text{Para } z < 4.6 \text{ m,} \quad K_z = 2.41(4.6/z_g)^{2/\alpha}$$

$$\text{Para } 4.6 \leq z \leq z_g \quad K_z = 2.41(z/z_g)^{2/\alpha}$$

$$\text{Para } z > z_g \quad K_z = 2.41$$

Height above Ground Level, $z$ or $h$		Exposure		
ft	m	B	C	D
0-15	0-4.6	0.57 (0.70)*	0.85	1.03
20	6.1	0.62 (0.70)*	0.90	1.08
25	7.6	0.66 (0.70)*	0.94	1.12
30	9.1	0.70	0.98	1.16
40	12.2	0.74	1.04	1.22
50	15.2	0.79	1.09	1.27
60	18.3	0.83	1.13	1.31
70	21.3	0.86	1.17	1.34
80	24.4	0.90	1.21	1.38
90	27.4	0.92	1.24	1.40
100	30.5	0.95	1.26	1.43
120	36.6	1.00	1.31	1.48
140	42.7	1.04	1.34	1.52
160	48.8	1.08	1.39	1.55
180	54.9	1.11	1.41	1.58
200	61.0	1.14	1.44	1.61
250	76.2	1.21	1.51	1.68
300	91.4	1.27	1.57	1.73
350	106.7	1.33	1.62	1.78
400	121.9	1.38	1.66	1.82
450	137.2	1.42	1.70	1.86
500	152.4	1.46	1.74	1.89

\* Use 0.70 in Chapter 28, Exposure B, when  $z < 30$  ft (9.1 m).

**Tabla 26.10-1** Coeficientes de velocidad de presión  $K_h$  y  $K_z$ . Fuente: ASCE/SEI 7, 2022

Los parámetros  $z_g$  y  $\alpha$  se determinan con la tabla 26.11-1 de acuerdo a la categoría de exposición.

### III.2.2 Presiones de diseño $p$

Las presiones de diseño para estructuras cerradas, parcialmente cerradas y parcialmente abiertas se deberán determinar de acuerdo a la ecuación 27.3-1:

$$p = qK_dGC_p - q_iK_d(GC_{pi}) \quad (27.3-1)$$

Donde:

$q = q_z$  para muros con presión externa en barlovento, evaluada a la altura  $z$  sobre el nivel de terreno

$q = q_h$  para muros con presión externa en sotavento, muros laterales y techos, evaluada a la altura  $h$  sobre el nivel de terreno

$q_i = q_z$  para muros con presión interna positiva en estructuras parcialmente cerradas, evaluada a la altura  $z$  definida como el nivel de la abertura más elevada, conservadoramente  $z$  puede tomar la altura  $h$ .

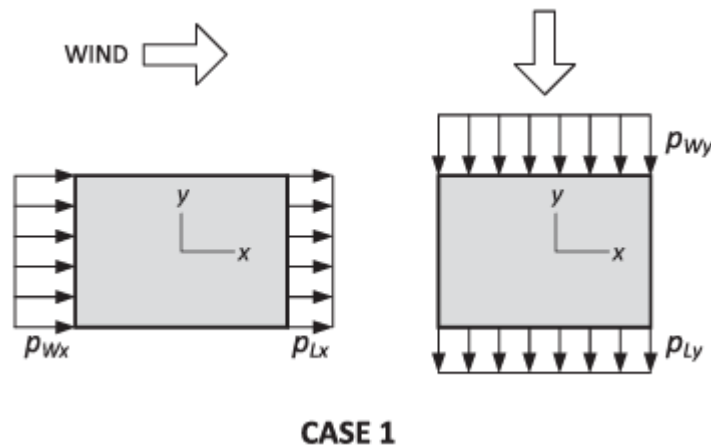
$q_i = q_h$  para muros en barlovento, muros laterales, muros en sotavento y techos de estructuras cerradas, parcialmente abiertas y para muros con presión interna negativa en estructuras parcialmente cerradas.

$C_p$  es el Coeficiente de presión externa determinado de acuerdo a las figuras 27.3-1, 27.3-2 y 27.3-3.

### III.2.3 Casos de carga de diseño por viento

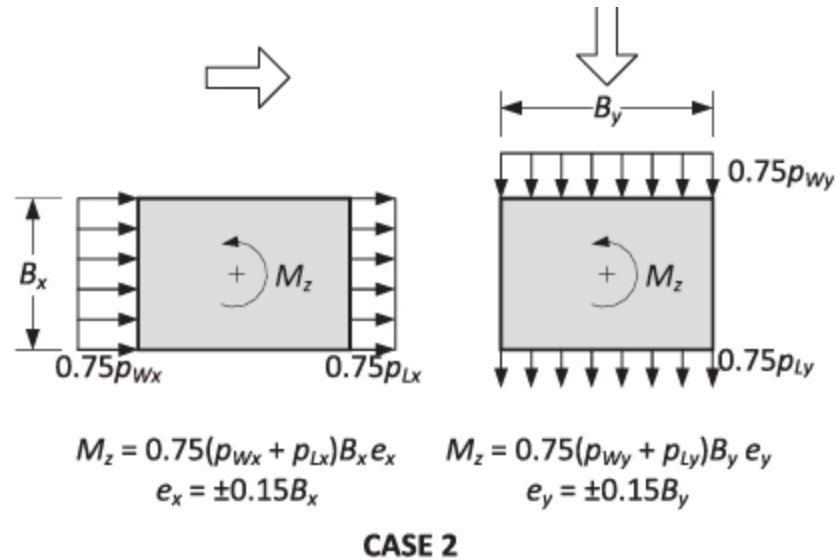
De acuerdo a la sección 27.3.5, el MWFRS debe ser diseñado para los casos de carga especificados en la figura 27.3-8:

- Caso 1: Para cada dirección principal de análisis deben considerarse las siguientes presiones en acción simultanea: Presión completa de diseño en los muros de barlovento, sotavento, laterales y áreas de techo.



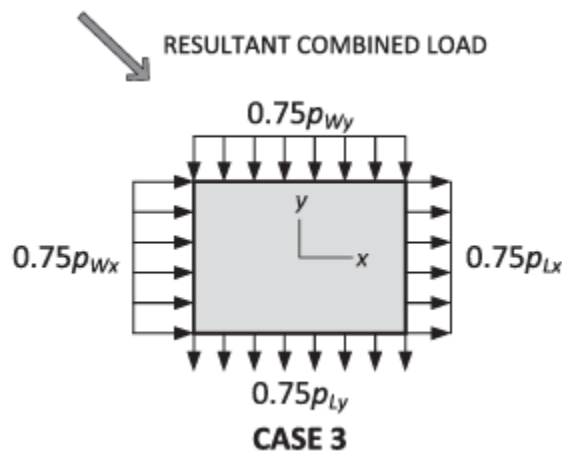
**Figura 3.4a** Caso de carga 1 de fuerzas de viento de diseño. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

- Caso 2: Para cada dirección principal de análisis deben considerarse las siguientes presiones en acción simultánea: 75% de la presión de diseño en los muros de barlovento, sotavento, laterales y áreas de techo en conjunto con un momento torsional por unidad de altura  $M_z$  aplicado a los diafragmas.



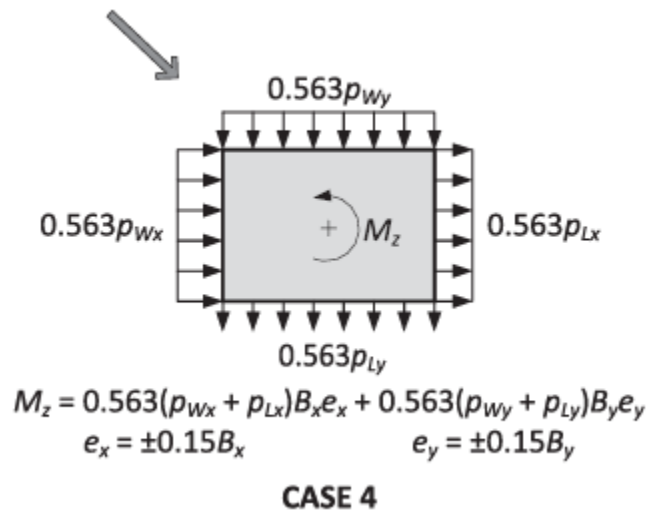
**Figura 3.4b** Caso de carga 2 de fuerzas de viento de diseño. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

- Caso 3: Este caso contempla las presiones bajo direcciones del viento diferentes de las principales, para lo cual debe considerarse una combinación del 75% de las cargas del caso 1 en ambas direcciones principales, claramente sin tomar en cuenta las presiones de muros laterales.



**Figura 3.4c** Caso de carga 3 de fuerzas de viento de diseño. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

- Caso 4: De manera similar al caso 3, el caso 4 contempla las presiones bajo direcciones del viento diferentes de las principales, para lo cual debe considerarse una combinación del 75% de las cargas del caso 2 (o lo que es igual al 0.563 del caso 1) en ambas direcciones principales e incluyendo el 75% de los momentos torsionales, sin tomar en cuenta las presiones de muros laterales.



**Figura 3.4d** Caso de carga 4 de fuerzas de viento de diseño. Fuente: ASCE/SEI 7, 2022.

Las presiones en los muros laterales de los casos 1 y 2 no se muestran en el esquema ya que, de acuerdo a las notas de la figura, estas pueden ser omitidas cuando se cuenta con diafragmas rígidos y muros laterales continuos, sin embargo, pueden considerarse para efectos más conservadores.

Para poder considerar los efectos más desfavorables en el diseño, los cuatro casos de carga mostrados en el estándar deben también ser aplicados en los demás sentidos de las direcciones principales.

- Para el caso 1 se derivan 4 sentidos traslacionales posibles, siendo estos:

$$+X, -X, +Y, -Y.$$

- Para el caso 2 se derivan 4 sentidos traslacionales y dos sentidos rotacionales, generando 8 combinaciones posibles al considerar ambos sentidos del momento torsional, es decir:

$$+X+M_z, +X-M_z, -X+M_z, -X-M_z$$

$$+Y+M_z, +Y-M_z, -Y+M_z, -Y-M_z.$$

- Para el caso 3 se derivan 4 combinaciones posibles:

$$+X+Y, +X-Y, -X+Y, -X-Y.$$

Para el caso 4 se derivan 8 combinaciones criticas posibles:

$$+X+Y+M_z, +X-Y+M_z, -X+Y+M_z, -X-Y+M_z.$$

$$+X+Y-M_z, +X-Y-M_z, -X+Y-M_z, -X-Y-M_z.$$

### III.2.4 Combinaciones con Cargas de Viento

Las combinaciones que incluyen los efectos de viento que serán consideradas para el análisis se resumen como sigue:

$$3a. 1.2D + 1.6L_r + 0.5W$$

$$4a. 1.2D + 1.0W + L + 0.5L_r$$

$$5a. 0.9D + 1.0W$$

Donde:

$D$  = Carga muerta

$L$  = Carga viva reducida

$L_r$  = Carga viva de azotea

$W$  = Carga por viento

### III.3 Análisis por viento del Caso de Estudio

#### III.3.1 Determinación de parámetros generales para cualquier método de análisis

##### III.3.1.1 Velocidad básica de viento $V$

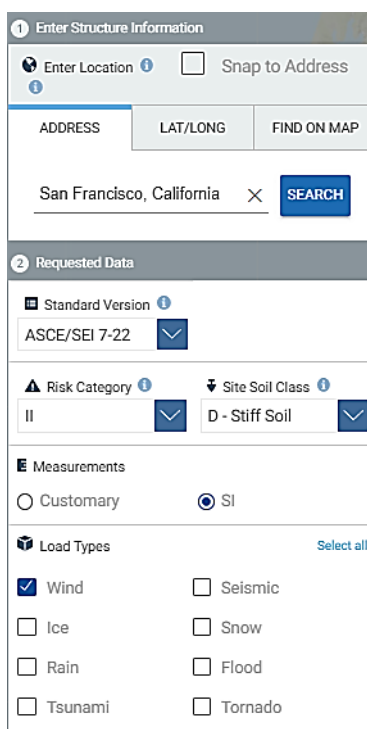
Como primer paso para el análisis por viento es determinar la velocidad básica de viento. Para esto es necesario conocer la categoría de riesgo, la clase de suelo de sitio y la ubicación, mismos que ya fueron determinados en el análisis sísmico anteriormente:

Categoría de riesgo: II

Clase de suelo de sitio: D

Ubicación: San Francisco, California.

Estos datos son ingresados en la interfaz de la herramienta en línea del ASCE 7, para los cuales se obtiene de la base de datos, una velocidad básica de viento  $V = 41$  m/s:



The screenshot displays the 'Enter Structure Information' interface of the ASCE 7 Hazard Tool. It is divided into two main sections: 'Enter Location' and 'Requested Data'.  
1. 'Enter Location': Includes a search bar with 'San Francisco, California' entered, a 'SEARCH' button, and a 'Snap to Address' checkbox.  
2. 'Requested Data': Contains several dropdown menus and checkboxes:  
- 'Standard Version': Set to 'ASCE/SEI 7-22'.  
- 'Risk Category': Set to 'II'.  
- 'Site Soil Class': Set to 'D - Stiff Soil'.  
- 'Measurements': Radio buttons for 'Customary' and 'SI', with 'SI' selected.  
- 'Load Types': A grid of checkboxes for 'Wind' (checked), 'Ice', 'Rain', 'Tsunami', 'Seismic', 'Snow', 'Flood', and 'Tornado'. A 'Select all' link is present.

**Figura 3.5a** Datos de entrada en la herramienta de riesgo para obtención de la velocidad básica de viento.

Fuente: ASCE 7 Hazard Tool.

Location	
San Francisco, California, ,	
Elevation	18 m with respect to North American Vertical Datum of 1988 (NAVD 88)
Lat:	37.77712
Long:	-122.41966
Standard:	ASCE/SEI 7-22
Risk Category:	II
Soil Class:	D - Stiff Soil
Wind	Overlay <input type="checkbox"/>
41 m/s	<a href="#">DETAILS</a>

**Figura 3.5b** Datos de salida en la herramienta de riesgo para obtención de la velocidad básica de viento.

Fuente: ASCE 7 Hazard Tool.

### III.3.1.2 Factor de direccionalidad de viento $K_d$

De acuerdo a la tabla 26.6-1, para la estructura principal o bien el sistema resistente a las fuerzas de viento (MWFRS), el factor de direccionalidad de viento  $K_d = 0.85$ .

**Table 26.6-1. Wind Directionality Factor,  $K_d$ .**

Structure Type	Directionality Factor $K_d$
<b>Buildings</b>	
Main wind force resisting system	0.85
Components and cladding	0.85
Arched roofs	0.85
Circular domes	1.0*
<b>Chimneys, tanks, and similar structures</b>	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Octagonal	1.0*
Round	1.0*
<b>Solid freestanding walls, roof top equipment, and solid freestanding and attached signs</b>	0.85
<b>Open signs and single-plane open frames</b>	0.85
<b>Trussed towers</b>	
Triangular, square, or rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

\*Directionality factor  $K_d = 0.95$  shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

### III.3.1.3 Categoría de exposición

La ubicación exacta del sitio de estudio se encuentra en el centro de un área urbana con obstrucciones estrechamente espaciadas, lo que equivale a una categoría de rugosidad B.

La categoría de rugosidad B está relacionada a la categoría de exposición B, sin embargo la condición para que esta categoría de exposición sea aplicable es que la rugosidad B debe prevalecer en una distancia no menor a 792 m y ni menor a 20 veces la altura ( $20 \times 30 \text{ m} = 600 \text{ m}$ ).

Con ayuda de la herramienta en línea Google Earth, se ha verificado visualmente en un radio de 792 m de las coordenadas específicas que la rugosidad B prevalece en cualquier dirección, por lo tanto se determina la categoría de exposición B para todas las direcciones de análisis.



**Figura 3.6** Obstrucciones en un radio de 792 m para la categoría de exposición. Fuente: Google Earth.

### III.3.1.4 Factor Topográfico $K_{zt}$

Las elevaciones circundantes a la ubicación de la estructura de proyecto son similares a la ubicación exacta y toda el área urbana muestra un área predominantemente plana, por lo que es fácilmente determinable que la estructura no se encuentra sobre colina, risco, o ladera. Por lo tanto, se tomará el factor topográfico  $K_{zt} = 1$ .

### III.3.1.5 Factor de elevación $K_e$

De acuerdo a la ecuación de la tabla 26.9-1, con  $z_e = 18$  m:

$$K_e = e^{-0.000119 z_e} = e^{-0.000119 (18)} = 0.9978 \approx 1$$

### III.3.1.6 Factor de Ráfaga $G$

Recordando los periodos fundamentales en las principales direcciones de análisis:

El periodo fundamental en dirección X es  $T_x = 1.931$  s.

El periodo fundamental en dirección Y es  $T_y = 1.591$  s.

Las frecuencias naturales son por lo tanto:

$$n_{1x} = \frac{1}{1.931} \text{ Hz} = 0.5179 \text{ Hz}$$

$$n_{1y} = \frac{1}{1.591} \text{ Hz} = 0.6285 \text{ Hz}$$

Ya que las frecuencias naturales son menores a 1 Hz en ambas direcciones, la estructura puede ser clasificada como flexible. El factor de ráfaga para estructuras flexibles  $G_f$  se calcula de acuerdo a la sección 26.11.5.

#### III.3.1.6.1 Cálculo de Factor de ráfaga $G$ en dirección X

Para la dirección X, los parámetros iniciales en el cálculo son:

$$B = 17.25 \text{ m}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

$$h = 30 \text{ m}$$

$$V = 41 \text{ m/s}$$

$$n_{1x} = \frac{1}{1.931} \text{ Hz}$$

$$\beta = 0.03$$

$$g_Q = 3.4$$

$$g_v = 3.4$$

Además de estos, de la tabla 26.11-1 para una categoría de exposición se obtienen los siguientes:

$$\bar{\alpha} = 1/4.5$$

$$\bar{b} = 0.47$$

$$c = 0.30$$

$$l = 97.54$$

$$\varepsilon = 1/3.0$$

Realizando el resto de cálculos:

$$V_{test} := b_{test} \cdot \left( \frac{z_{test}}{10} \right)^{a_{test}} \cdot V = 21.959 \quad (26.11-16.SI)$$

$$g_R := \sqrt{2 \cdot \ln(3600 n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600 n_1)}} = 4.03 \quad (26.11-11)$$

$$L_{ztest} := l \cdot \left( \frac{z_{test}}{10} \right)^{\varepsilon_{test}} = 118.652 \quad (26.11-9.SI)$$

$$Q := \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \left( \frac{B+h}{L_{ztest}} \right)^{0.63}}} = 0.86 \quad (26.11-8)$$

$$I_z := c \cdot \left( \frac{10}{z_{test}} \right)^{\frac{1}{6}} = 0.272 \quad (26.11-7.SI)$$

$$\eta_h := \frac{4.6 n_1 \cdot h}{V_{test}} = 3.255 \quad (26.11-15b)$$

$$\eta_B := \frac{4.6 n_1 \cdot B}{V_{test}} = 1.871 \quad (26.11-15b)$$

$$\eta_L := \frac{15.4 n_1 \cdot L}{V_{test}} = 10.896 \quad (26.11-15b)$$

$$R_h := \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_h}) = 0.26 \quad (26.11-15a)$$

$$R_B := \frac{1}{\eta_B} - \frac{1}{2 \eta_B^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_B}) = 0.395 \quad (26.11-15a)$$

$$R_L := \frac{1}{\eta_L} - \frac{1}{2 \eta_L^2} \cdot (1 - e^{-2\eta_L}) = 0.088 \quad (26.11-15a)$$

$$N_1 := \frac{n_1 \cdot L_{ztest}}{V_{test}} = 2.798 \quad (26.11-14)$$

$$R_n := \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^3} = 0.073 \quad (26.11-13)$$

$$R := \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n \cdot R_h \cdot R_B \cdot (0.53 + 0.47 \cdot R_L)} = 0.654 \quad (26.11-12)$$

$$G_f := 0.925 \left( \frac{1 + 1.7 I_z \cdot \sqrt{g_Q^2 \cdot Q^2 + g_R^2 \cdot R^2}}{1 + 1.7 g_v \cdot I_z} \right) = 1.0141 \quad (26.11-10)$$

### III.3.1.7 Coeficientes de presión interna $GC_{pi}$

Para la determinación de los coeficientes de presión interna  $GC_{pi}$  se asumirá que las aberturas en cada muro periférico son menores al 1% del área total y por tanto la clasificación de *enclosure* es de estructura cerrada. De acuerdo a la tabla 26.13-1, para estructuras cerradas la presión interna es moderada, y los coeficientes de presión interna  $GC_{pi}$  son +0.18 y -0.18

Table 26.13-1. Main Wind Force Resisting System and Components and Cladding (All Heights): Internal Pressure Coefficient, ( $GC_{pi}$ ), for Enclosed, Partially Enclosed, Partially Open, and Open Buildings (Walls and Roof).

Enclosure Classification	Criteria for Enclosure Classification	Internal Pressure	Internal Pressure Coefficient ( $GC_{pi}$ )
Enclosed buildings	$A_o$ is less than the smaller of $0.01A_g$ or $4 \text{ ft}^2$ ( $0.37 \text{ m}^2$ ), and $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.2$	Moderate	+0.18 -0.18
Partially enclosed buildings	$A_o > 1.1A_{oi}$ , and $A_o >$ the lesser of $0.01A_g$ or $4 \text{ ft}^2$ ( $0.37 \text{ m}^2$ ), and $A_{oi}/A_{gi} \leq 0.2$	High	+0.55 -0.55
Partially open buildings	A building that does not comply with Enclosed, Partially Enclosed, or Open classifications	Moderate	+0.18 -0.18
Open buildings	Each wall is at least 80% open	Negligible	0.00

Notes:

1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the internal surfaces, respectively.
2. Values of ( $GC_{pi}$ ) shall be used with  $q_z$  or  $q_h$  as specified.
3. Two cases shall be considered to determine the critical load requirements for the appropriate condition:
  - (a) A positive value of ( $GC_{pi}$ ) applied to all internal surfaces, or
  - (b) A negative value of ( $GC_{pi}$ ) applied to all internal surfaces.

### III.3.1.8 Coeficientes de presión externa $C_p$

Los coeficientes de presión externa  $C_p$  de acuerdo a la tabla de Coeficientes de presión externa  $C_p$  para muros, contenida en la figura 27.3-1 se determinan como sigue:

- Para muros de barlovento,  $C_p = 0.8$ .
- Para muros en sotavento,

con  $B = 17.25 \text{ m}$  y  $L = 30 \text{ m}$

$$L/B = 30/17.25 = 1.7391$$

Interpolando para  $L/B = 1.7391$ ,  $C_p = -0.3522$

- Para muros laterales,  $C_p = -0.7$

Wall Pressure Coefficients,  $C_p$

Surface	$L/B$	$C_p$	Use with
Windward wall	All values	0.8	$q_z$
	0-1	-0.5	$q_h$
Leeward wall	2	-0.3	$q_h$
	$\geq 4$	-0.2	$q_h$
Sidewall	All values	-0.7	$q_h$
Parapet	All values	See Section 27.3.4 for $GC_{pn}$	$q_p$

- Para techo, con inclinación  $\theta = 0$ ; y  $h/L = 30/30 = 1$ .  $C_p$  toma tres valores:  
 $C_p = -1.3$  en una distancia  $h/2$  (15 m) desde el borde de barlovento  
 $C_p = -0.7$  en distancias  $>h/2$  ( $>15$  m) desde el borde de barlovento

El tercer valor es  $C_p = -0.18$ , a lo largo de todo el techo. Como puede observarse, este valor de presión negativa que tiende a levantar el techo es considerablemente más pequeño que los dos primeros. Este valor se vuelve crítico cuando se usan las combinaciones de carga que involucran más cargas gravitacionales como carga viva de azotea, carga por nieve, etc. Este valor de  $C_p$  será despreciado por practicidad para los cálculos posteriores.

Roof Pressure Coefficients,  $C_p$ , for use with  $q_h$

Wind Direction	$h/L$	windward										Leeward						
		Angle, $\theta$										Angle, $\theta$						
		10°	15°	20°	25°	30°	35°	45°	60°	60° < $\theta$ ≤ 80°	> 80	10°	15°	≥ 20°				
Normal to Ridge for $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	-0.2	0.0 <sup>a</sup>											
		-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.6	0.01 $\theta$	0.8	-0.3	-0.5	-0.6				
	0.5	-0.9	-0.7	-0.4	-0.3	-0.2	-0.2	0.0 <sup>a</sup>										
		-0.18	-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6	0.01 $\theta$	0.8	-0.5	-0.5	-0.6				
≥ 1.0	-1.3 <sup>a</sup>	-1.0	-0.7	-0.5	-0.3	-0.2	0.0 <sup>a</sup>											
	-0.18	-0.18	-0.18	0.0 <sup>a</sup>	0.2	0.2	0.3	0.6	0.01 $\theta$	0.8	-0.7	-0.6	-0.6					

Wind Direction	$h/L$	Horizontal Distance from Windward Edge	$C_p$
Normal to Ridge for $\theta < 10^\circ$ and Parallel to Ridge for all $\theta$	≤ 0.5	0 to $h/2$	-0.9, -0.18
		$h/2$ to $h$	-0.9, -0.18
		$h$ to $2h$	-0.5, -0.18
		> $2h$	-0.3, -0.18
≥ 1.0	0 to $h/2$	> $h/2$	-1.3 <sup>a</sup> , -0.18
		> $h/2$	-0.7, -0.18

### III.3.2 Aplicación de método direccional para edificios de cualquier altura

#### III.3.2.1 Presión de velocidad $q$

Antes de calcular las presiones de velocidad  $q$ , el Coeficiente de exposición de la velocidad de presión  $K_z$  se calculó con las ecuaciones de la tabla 26.10-1 para cada altura  $z$  en los 10 niveles de piso, cuyos resultados se muestran en la tercera columna de la siguiente tabla.

Posteriormente los valores de  $q_z$  fueron calculados de acuerdo a la ecuación 26.10-1, sus resultados se muestran en la cuarta columna de la tabla.

Nivel	Altura $z$ (m)	$K_z$	$q_z$ (kgf/m <sup>2</sup> )
Base	0	0.5738	60.2920
N1	3	0.5738	60.2920
N2	6	0.6159	64.7190
N3	9	0.6862	72.1090
N4	12	0.7410	77.8585
N5	15	0.7864	82.6321
N6	18	0.8256	86.7489
N7	21	0.8602	90.3892
N8	24	0.8914	93.6658
N9	27	0.9198	96.6544
N10	30	0.9461	99.4085

**Tabla 3.1** Presiones de velocidad. Fuente: Elaboración propia.

### III.3.2.2 Presiones de diseño $p$

Para el cálculo de las presiones de diseño, se han separado los dos términos de la ecuación 27.3-1, siendo el primer término el relacionado a las presiones exteriores y el segundo a las presiones interiores.

$$p = qK_dGC_p - q_iK_d(GC_{pi}) \quad (27.3-1)$$

#### III.3.2.2.1 Presiones Exteriores

Recordando que el factor de direccionalidad  $K_d = 0.85$ , y el factor de ráfaga  $G = 1.0141$ . Se calculan las presiones exteriores  $q = q_z$  para muros en barlovento, y  $q = q_h$  para muros en sotavento y muros laterales. Las presiones externas son por tanto:

$$p_e = qK_dGC_p$$

Superficie	Altura $z$ (m)	$q$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$C_p$	Presión Externa $p$ (kgf/m <sup>2</sup> )
Muro en Barlovento	0.00	60.29	0.80	41.58
	3.00	60.29	0.80	41.58
	6.00	64.72	0.80	44.63
	9.00	72.11	0.80	49.73
	12.00	77.86	0.80	53.69
	15.00	82.63	0.80	56.98
	18.00	86.75	0.80	59.82
	21.00	90.39	0.80	62.33
	24.00	93.67	0.80	64.59
	27.00	96.65	0.80	66.65
30.00	99.41	0.80	68.55	
Muros en Sotavento	Todas	99.41	0.35	30.18
Muros laterales	Todas	99.41	0.70	59.98

**Tabla 3.2** Presiones exteriores de diseño. Fuente: Elaboración propia.

Puede notarse que  $q_h = q_z$  cuando se evalúan a la altura máxima  $h$ .

Superficie	Distancia a borde de barlovento (m)	$q$ (kgf/m <sup>2</sup> )	$C_p$	Presión Externa $p$ (kgf/m <sup>2</sup> )
Techo	0 a 15	99.41	1.30	111.40
	15 a 30	99.41	0.70	59.98

**Tabla 3.2** Presiones interiores de diseño. Fuente: Elaboración propia.

### III.3.2.2.2 Presiones Interiores

Ya que se trata de una clasificación de estructura cerrada, para el cálculo de presiones interiores  $q_i = q_h$  para todos los muros.

$$p_i = q_i K_d (G C_{pi})$$

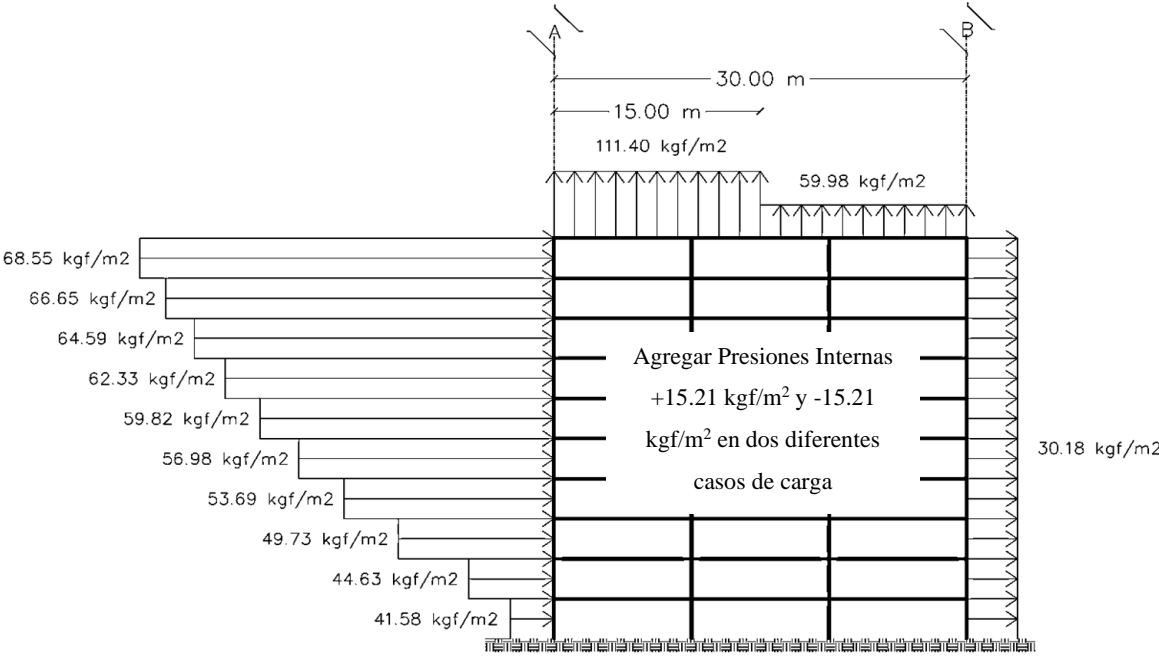
Esta presión interna es constante con la altura y se calcula como:

$$p_i = (99.41)(0.85)(\pm 0.18)$$

Resultando dos presiones internas, una positiva y una negativa, las cuales deberán ser evaluadas en casos diferentes:

$$p_{i1} = 15.21 \text{ kgf/m}^2$$

$$p_{i2} = -15.21 \text{ kgf/m}^2$$



**Figura 3.7** Presiones de diseño. Fuente: Elaboración propia

Con esto se concluye la determinación de las presiones de diseño por viento ejemplificadas en este trabajo. Para la etapa de diseño solo resta aplicar los casos de carga y las combinaciones que se establecieron en las secciones III.2.3 y III.2.4 de este documento.

## CONCLUSIONES

Después de haber realizado una extensa revisión de literatura referente al estándar ASCE 7 y haber mostrado la aplicación de sus cláusulas para el análisis del caso de estudio se concluye que:

1. El estándar ASCE 7-22 es la especificación más actualizada a la fecha, para la determinación de cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras.
2. El estándar ASCE 7-22 incluye procedimientos detallados para el análisis de acciones debidas a viento, sismo, inundación, tsunami, nieve, lluvia, hielo y tornado, siendo los temas más importantes para el área estructural en México las de viento y sismo.
3. En México se permite el uso de los principales códigos de construcción aplicables en los Estados Unidos como el ACI, AISC, AISI, AASHTO, entre otros, sobre todo en los estados fronterizos.
4. El caso de estudio de puentes no fue objetivo de este trabajo, sin embargo, se tiene conocimiento de que la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transporte SICT hace gran referencia al código AASHTO, y el mismo hace referencia a los códigos antes mencionados de EE.UU.
5. El estándar ASCE 7-22 ha mostrado actualizaciones constantes al menos cada 6 años, lo que proporciona al ingeniero estructural información de vanguardia.
6. El estudio del ASCE 7-22 está fuera de los programas de licenciatura y maestría de la BUAP, así como de algunas otras universidades (UJAT, UPAEP, UV) por lo que existe desconocimiento de este estándar en muchos ingenieros dedicados a las estructuras.
7. El enfoque del máximo sismo considerado de objetivo de riesgo ( $MCE_R$ ) y el espectro de respuesta multiperiodo son dos conceptos que aún no se incorporan en nuestros principales códigos de referencia a nivel nacional (MDOC, NTC).
8. Al ser un código avanzado, puede resultar confuso para un estudiante de licenciatura promedio por el gran número de conceptos y pasos.

9. Programas de análisis y diseño estructural de última generación incluyen procedimientos automatizados del ASCE 7, lo que representa una ventaja sobre la utilización de procedimientos de códigos mexicanos.

## **RECOMENDACIONES**

1. Incorporar el estudio del ASCE 7 desde nivel licenciatura en asignaturas relacionadas con análisis por sismo y viento.
2. Realizar comparativas entre el ASCE 7 y códigos nacionales para el análisis estructural.
3. Realizar validaciones mediante hojas de cálculo independientes (mathcad, Excel, Matlab, etc.) contra los procedimientos automatizados de software de última generación (ETABS, SAP).
4. Abrir líneas de investigación sobre los conceptos antes mencionados a nivel maestría
5. Familiarizarse con la herramienta de riesgos naturales online del ASCE 7, ubicada en la dirección electrónica: <https://asce7hazardtool.online/>.

## BIBLIOGRAFÍA

Alcántara-Ayala, Irasema. (2019). Desastres en México: mapas y apuntes sobre una historia inconclusa. Investigaciones geográficas, (100), e60025. Epub 27 de febrero de 2020. <https://doi.org/10.14350/rig.60025>

American Society of Civil Engineers. (2010). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.

American Society of Civil Engineers. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.

American Society of Civil Engineers. (2022). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.

CENAPRED (1999). Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras. Secretaria de gobernación. Sistema Nacional de Protección Civil. Impretel.

Charney F. A. (2015). Seismic loads guide to the seismic load provisions of asce 7-10. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784413524>

Charney F. A. Heausler T. F. & Marshall J. D. (2020). Seismic loads: guide to the seismic load provisions of asce 7-16. American Society of Civil Engineers. Retrieved May 26 2023 from <https://doi.org/10.1061/9780784415504>

Coulbourne W. L. & Stafford T. E. (2020). Wind loads guide to the wind load provisions of asce 7-16. American Society of Civil Engineers. Retrieved May 26 2023 from <https://doi.org/10.1061/9780784415269>.

El-Kholy, Ahmed & Sayed, Huda & Shaheen, Ayman. (2018). Comparison of Egyptian Code 2012 with Eurocode 8-2013, IBC 2015 and UBC 1997 for seismic analysis of residential shear-walls RC buildings in Egypt. Ain Shams Engineering Journal. 9. 10.1016/j.asej.2018.07.004. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2090447918300649>)

Esteva Maraboto, Luis. (1999). "Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico". (Tesis de Doctorado). Universidad Nacional Autónoma de México, México. Recuperado de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/66310>

FEMA P-2082 (2020). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. National Earthquake Hazards Reduction Program. USA.

FEMA P-2192-V1 (2021). 2020 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples, Training Materials, and Design Flow Charts. Volume I: Design Examples. National Earthquake Hazards Reduction Program. USA.

FEMA P695 (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors. National Earthquake Hazards Reduction Program. USA.

Graciani García. (2000). Historia de la construcción: Actas del Tercer Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Sevilla, 26 a 28 de octubre de 2000.

Grases, J. (2014). La amenaza sísmica. Estrategias preventivas. Geopolis; Caracas: CAF. Obtenido de: <https://scioteca.caf.com/handle/123456789/896>

International Code Council. Code adoptions by state, i-code or country. Recuperado el 19 de mayo de 2023 de <https://www.iccsafe.org/adoptions/code-adoption-map/IBC>

Leyendecker, E. V., Hunt, R. J., Frankel, A. D., & Rukstales, K. S. (2000). Development of Maximum Considered Earthquake Ground Motion Maps. *Earthquake Spectra*, 16(1), 21–40. doi:10.1193/1.1586081

Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., & Kircher, C. A. (2007). Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States. Retrieved from <http://pubs.er.usgs.gov/publication/70045059>

Luco, N., Garrett, B., & Hayes, J. (2012). New 'Risk-Targeted' Seismic Maps Introduced into Building Codes. Retrieved from National Earthquake Hazards Reduction Program website: <http://pubs.er.usgs.gov/publication/70045071>

Mehta K. C. & Coulbourne W. L. (2013). Wind loads guide to the wind load provisions of asce 7-10. American Society of Civil Engineers. Retrieved May 26 2023 from <http://site.ebrary.com/id/10722504>.

Miranda E. and Bertero V. Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design. *Journal of Earthquake Spectra*, volume 10 (issue 2), 1994: 357-379.

Moroni M., Astroza M., Gómez J., Guzmán R. Establishing R and Cd Factors for Confined Masonry Buildings. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, volume 122 (issue 10), 1996: 1208- 1215.

NIST (2020). Tentative Framework for Development of Advanced Seismic Design Criteria for New Buildings. NEHRP. Obtenido de <https://www.nehrp.gov/library/index.htm>

NTCS (2017), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.

Rodríguez, Mario E. (2016). Una revisión crítica de la práctica de diseño por sismo de estructuras en México. *Ingeniería sísmica*, (94), 27-48. Recuperado en 25 de mayo de 2023, [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2016000100027&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100027&lng=es&tlng=es)

Rossberg J. & Leon R. (2019). Evolution of Codes in the USA. NEHRP. Obtenido de <https://www.nehrp.gov/library/index.htm>

Yáñez Santillán, D. (noviembre de 2012). El uso de las normas nacionales e internacionales como elemento de competitividad en la práctica profesional de servicios de Ingeniería civil. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Cancún, Quintana Roo, México.