

**Universidad de Costa Rica**  
**Facultad de Ingeniería**  
**Escuela de Ingeniería Civil**

**Lineamientos de análisis de la demanda sísmica acorde a las condiciones de  
Costa Rica aplicable a estructuras que no clasifican como edificación y  
componentes no estructurales**

**Trabajo Final de Graduación**

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

**Nicole Marie Stalder García**

Director de Proyecto de Graduación

**Ing. Álvaro Poveda Vargas, MSc**

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica

Mayo, 2019

## HOJA DE APROBACIÓN

**Fecha:** Mayo, 2019

Por este medio, se confirma la aprobación del Trabajo Final de Graduación "Lineamientos de análisis de la demanda sísmica acorde a las condiciones de Costa Rica aplicable a estructuras que no clasifican como edificación y componentes no estructurales" elaborado por Nicole Marie Stalder García, para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica.

**Ing. Álvaro Poveda Vargas, MSc.**

Director

**Nicole Marie Stalder García**

Estudiante

**Ing. María José Rodríguez Roblero, PhD.**

Asesora

**Ing. Diego Hidalgo Leiva, PhD.**

Asesor



## **DERECHOS DE AUTOR**

**Fecha:** 2019, Mayo, 10

El suscrito, Nicole Marie Stalder García cédula 1-1591-0237, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B36910, manifiesta que es autora del Trabajo Final de Graduación “Lineamientos de análisis de la demanda sísmica acorde a las condiciones de Costa Rica aplicable a estructuras que no clasifican como edificación y componentes no estructurales”, bajo la Dirección del Ingeniero Álvaro Poveda Vargas, MSc. , quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

**Nota:** De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

## **DEDICATORIA**

A mi mamá por estar siempre a mi lado y motivarme a darlo todo cada día.

A mi papá por su apoyo y ayudarme a creer que todo lo puedo.

A Yamileth por su apoyo y cariño constante.

A Federico por creer en mí y su amor incondicional.

A Carolina por su amistad y apoyo sin igual.

## **AGRADECIMIENTOS**

Primero debo agradecer a mis papás; a mi mamá, por todo su esfuerzo, cariño y sacrificios que ha realizado para ayudarme a llegar a este punto, enseñarme que sí se puede y estar siempre ahí para mí. De igual manera, a mi papá, por apoyarme tanto, llenarme de cariño y enseñarme a creer en mí misma, de cerca o de lejos. A Yamileth por chinearme, quererme y enderezarme cuando lo he necesitado, gracias por estar ahí para motivarme.

A Federico por su apoyo, amor, paciencia y por creer que podía incluso cuando no parecía cierto. Gracias por estar ahí. A Carolina, por su amistad incondicional, compañía, risas y traspasadas incontables. Mi paso por la universidad y mi vida no serían lo mismo sin ustedes.

Agradezco a mi familia, que, aunque estén a distancia, siempre están presentes en mis pensamientos, gracias por el apoyo. También a mi familia adquirida en Costa Rica a través de los años en forma de amigos, gracias por su amistad sin límites y darme tantas alegrías.

En especial tengo que agradecer a mis amigos de la carrera, por estar ahí para crear recuerdos inolvidables a lo largo de estos seis años y hacer de los sufrimientos académicos algo disfrutable y lleno de risas. Con ustedes ha crecido mi familia adquirida.

Al Ing. Álvaro Poveda Vargas, por su paciencia, apoyo y enseñanzas en este proceso. Agradezco de corazón todo lo que me ha permitido aprender, no hubiera salido adelante sin su guía. Gracias por ayudarnos a entender el significado verdadero y las implicaciones de una carrera que está para servir a la sociedad, así como la disciplina y calidad en el trabajo. De igual manera le doy las gracias a mis asesores, por guiarme, enseñarme y ayudarme en este proyecto.

Finalmente le agradezco a la Universidad de Costa Rica y a los profesores por todas las oportunidades y enseñarme que una ingeniera civil va más allá de las ecuaciones. Y más importante aún: que todo sale.

Gracias por todo lo que me han dado y enseñado, siempre estaré en deuda.

## ÍNDICE GENERAL

<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Justificación.....</b>	<b>1</b>
1.1.1. Problema Específico.....	1
1.1.2. Importancia.....	2
1.1.3. Antecedentes .....	4
<b>1.2. Objetivos .....</b>	<b>6</b>
1.2.1. Objetivo General .....	6
1.2.2. Objetivos Específicos .....	6
<b>1.3. Delimitación del problema.....</b>	<b>6</b>
1.3.1. Alcance .....	6
1.3.2. Limitaciones .....	8
<b>1.4. Metodología.....</b>	<b>8</b>
<b>1.5. Mecanismos de evaluación del proyecto.....</b>	<b>11</b>
1.5.1. Eficiencia .....	11
1.5.2. Eficacia .....	11
1.5.3. Impacto.....	11
1.5.4. Pertinencia .....	11
1.5.5. Perdurabilidad.....	12
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>13</b>
<b>2.1. Estructuras que no clasifican como edificación y componentes no estructurales.....</b>	<b>13</b>
<b>2.2. Componentes no estructurales.....</b>	<b>14</b>
<b>2.3. Estructuras que no clasifican como edificación .....</b>	<b>15</b>
2.3.1. Estructuras que no clasifican como edificación, pero que se comportan estructuralmente como una .....	15
2.3.2. Estructuras que no clasifican como edificación y no se comportan estructuralmente como una <sup>16</sup>	
2.3.3. Tanques.....	18
<b>2.4. Sismo de diseño.....</b>	<b>19</b>
<b>2.5. Categorías de riesgo .....</b>	<b>20</b>
<b>2.6. Métodos de análisis .....</b>	<b>23</b>
2.6.1. Escogencia del método de análisis.....	23
2.6.2. Método estático.....	23
2.6.3. Método dinámico.....	25
<b>2.7. Publicaciones relacionadas.....</b>	<b>26</b>

<b>CAPÍTULO III. CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....</b>	<b>28</b>
<b>3.1. Identificación y ejemplos .....</b>	<b>28</b>
3.1.1. Riesgo de pérdidas humanas.....	28
3.1.2. Riesgo de pérdida de propiedad o pérdida monetaria .....	30
3.1.3. Riesgo de pérdida de funcionalidad .....	31
3.1.4. Listado de componentes.....	33
<b>3.2. Lineamientos para su análisis.....</b>	<b>35</b>
3.2.1. Objetivos de desempeño .....	35
3.2.2. Excepciones.....	36
3.2.3. Demanda sísmica .....	37
3.2.4. Comparación entre la especificación ASCE 7 – 16 y el CSCR 2010/14 .....	38
3.2.5. Conexiones y anclajes de componentes no estructurales .....	41
<b>3.3. Recomendaciones específicas de diseño y detallado.....</b>	<b>42</b>
3.3.1. Componentes arquitectónicos .....	43
3.3.2. Componentes electromecánicos.....	55
3.3.3. Inmobiliario.....	66
<b>CAPÍTULO IV. CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS QUE NO CLASIFICAN COMO EDIFICACIÓN.....</b>	<b>70</b>
<b>4.1. Definición y características.....</b>	<b>70</b>
<b>4.2. Ejemplos.....</b>	<b>71</b>
4.2.1. Listado de estructuras que no clasifican como edificación .....	71
4.2.2. Fallas comunes.....	72
<b>4.3. Lineamientos para el análisis de estructuras que no clasifican como edificación.....</b>	<b>74</b>
4.3.1. Escogencia del método de análisis .....	74
4.3.2. Irregularidades .....	76
4.3.3. Estructuras que no clasifican como edificación soportadas por otras estructuras.....	89
4.3.4. Estimación del período.....	91
4.3.5. Distribución vertical de las fuerzas horizontales .....	93
4.3.6. Demanda sísmica .....	95
4.3.7. Deformaciones .....	107
<b>CAPÍTULO V. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA.....</b>	<b>110</b>
<b>5.1. Componentes no estructurales.....</b>	<b>110</b>
5.1.1. Estimación de la demanda sísmica de un cielorraso.....	110
5.1.2. Estimación de la demanda sísmica de una bandeja con tuberías .....	117
5.1.3. Estimación de la demanda sísmica de una planta de generación eléctrica .....	123

<b>5.2. Estructuras que no clasifican como edificación y que se comportan estructuralmente como una .....</b>	<b>126</b>
5.2.1. Estimación de la demanda sísmica de un tanque elevado no integral con su estructura soportante .....	126
<b>5.3. Estructuras que no clasifican como edificación y no se comportan estructuralmente como una .....</b>	<b>133</b>
5.3.1. Estimación de la demanda sísmica de una serie de tanques sobre una estructura con irregularidad de masa .....	133
<b>CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>144</b>
6.1. Conclusiones.....	144
6.2. Recomendaciones.....	147
<b>7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>149</b>
<b>8. ANEXOS.....</b>	<b>I</b>
8.1. Anexo 1. Cuadros con parámetros para la estimación de la demanda sísmica .....	I
8.2. Anexo 2. Estimación del período de estructuras que no clasifican como edificación, pero no se comportan como una .....	VI

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Volcamiento de estantería en la biblioteca de la sede en Puntarenas de la Universidad de Costa Rica.....	3
<b>Figura 2.</b> Falla en el cielorraso en la Clínica del Valle de la Estrella .....	3
<b>Figura 3.</b> Esquema de la metodología del proyecto de investigación.....	10
<b>Figura 4.</b> Tuberías elevadas en plataforma Fuente: C.S. Aguirre and Sons, Inc., 2018 .....	16
<b>Figura 5.</b> Rack de almacenamiento.....	16
<b>Figura 6.</b> Estación de generación eléctrica .....	16
<b>Figura 7.</b> Tanque elevado.....	16
<b>Figura 8.</b> Chimeneas.....	17
<b>Figura 9.</b> Torre de telecomunicaciones Fuente: www.knoxpages.com, 2018 .....	17
<b>Figura 10.</b> Paredes desviadoras en tanque de tratamiento de aguas .....	18
<b>Figura 11.</b> Muros en voladizo dentro de la categoría.....	18
<b>Figura 12.</b> Contenedor presurizado .....	19
<b>Figura 13.</b> Tanques apoyados sobre el suelo.....	19
<b>Figura 14.</b> Tanque de agua elevado con plataforma de soporte integrada .....	19
<b>Figura 15.</b> Silos verticales .....	19
<b>Figura 16.</b> Falla en cielorraso de un pasillo principal en una escuela de California, Estado Unidos .....	29
<b>Figura 17.</b> Falla en cielorraso y la precinta en una escuela de California, Estados Unidos ...	29
<b>Figura 18.</b> Equipo dañado después de incendio a causa de falla en tuberías por sismo .....	31



<b>Figura 19.</b> Estantes con equipo dañado por sismo en un centro de manejo de datos.....	31
<b>Figura 20.</b> Falla en el cielorraso a causa de un sismo.....	32
<b>Figura 21.</b> Falla en ductos de aire acondicionado en una piscina en Nueva Zelanda .....	33
<b>Figura 22.</b> Detalle del borde de las conexiones del sistema del cielorraso a las paredes.....	44
<b>Figura 23.</b> Detalle del borde de las conexiones del sistema del cielorraso pesado a las paredes.....	44
<b>Figura 24.</b> Esquema de cables rigidizadores a nivel vertical .....	45
<b>Figura 25.</b> Esquema de las uniones del cable al entrepiso .....	45
<b>Figura 26.</b> Esquema final de la distribución en planta de las medidas propuestas.....	46
<b>Figura 27.</b> Esquema de juntas sísmicas en muretes de mampostería no estructurales .....	47
<b>Figura 28.</b> Restricción de movimiento fuera del plano con angulares de acero en muros de mampostería no estructural .....	48
<b>Figura 29.</b> Esquema de colocación de división liviana con libertad de deflexiones.....	49
<b>Figura 30.</b> Esquema del arriostamiento de una chimenea a la estructura de techo .....	50
<b>Figura 31.</b> Ejemplo de la colocación de riostras en una chimenea de ladrillo .....	50
<b>Figura 32.</b> Esquema de sistema de riostras asociadas a un rótulo o elemento en voladizo..	51
<b>Figura 33.</b> Esquema de la unión entre el parapeto y un techo de acero horizontal.....	52
<b>Figura 34.</b> Esquema de la unión entre el parapeto y un techo inclinado.....	53
<b>Figura 35.</b> Falla de escaleras de concreto unidas rígidamente a la estructura en el sismo del 2010 en Chile .....	54
<b>Figura 36.</b> Falla de escalera con peldaños de concreto unidos de manera rígida al acero ...	54
<b>Figura 37.</b> Ejemplos de apoyo en cada extremo de la escalera .....	54
<b>Figura 38.</b> Ejemplo de unión deslizante con pernos y placas con aperturas horizontales ....	55
<b>Figura 39.</b> Apoyo de un equipo mayor sobre angulares con relleno elastomérico (puede ser apernado) .....	56
<b>Figura 40.</b> Apoyo de equipo sobre plataforma aislado con resortes y angulares con relleno elastomérico .....	57
<b>Figura 41.</b> Ejemplo de equipo adherido a la estructura sin aislamiento contra vibraciones..	57
<b>Figura 42.</b> Ejemplos de apoyos que restringen el volcamiento o deslizamiento del equipo (acero a la izquierda y concreto a la derecha).....	58
<b>Figura 43.</b> Equipo menor restringido mediante rieles metálicos y angulares.....	59
<b>Figura 44.</b> Equipo suspendido arriostado con angulares y varilla.....	59
<b>Figura 45.</b> Tanque calentador de agua asegurado con correas metálicas a la pared adyacente .....	60
<b>Figura 46.</b> Tanque apernado directamente en su base.....	61
<b>Figura 47.</b> Tanques de gas restringidos por marcos apernados y cadenas. ....	61
<b>Figura 48.</b> Luminaria apoyada directamente sobre el cielo suspendido .....	62
<b>Figura 49.</b> Detallado de un ducto colgante.....	63
<b>Figura 50.</b> Detallado de una bandeja para cables colgante .....	63
<b>Figura 51.</b> Estabilización de una tubería colgante .....	64
<b>Figura 52.</b> Estabilización de un conjunto de tuberías paralelas.....	64
<b>Figura 53.</b> Unión ajustable entre riostra y losa en tubería contra incendio .....	65
<b>Figura 54.</b> Tubería flexible de acero inoxidable.....	65
<b>Figura 55.</b> Armario de almacenamiento de un extinguidor apernado debidamente .....	65
<b>Figura 56.</b> Esquema del detallado de una tubería que pasa a través de un entrepiso.....	66

<b>Figura 57.</b> Anclaje de estantería metálica al piso .....	67
<b>Figura 58.</b> Anclaje de estantería metálica con rueda y cadena .....	67
<b>Figura 59.</b> Anclaje de estantería metálica con patines y cadena.....	67
<b>Figura 60.</b> Anclaje de armario al suelo y la pared adyacente .....	68
<b>Figura 61.</b> Anclaje entre armarios .....	68
<b>Figura 62.</b> Esquema del anclaje de una división temporal al piso .....	69
<b>Figura 63.</b> Falla en la base de una serie de tanques presurizados .....	72
<b>Figura 64.</b> Falla en las vigas de la torre de soporte de un tanque elevado en Chile.....	73
<b>Figura 65.</b> Falla en apoyo de un tanque horizontal .....	73
<b>Figura 66.</b> Falla en torre de transmisión .....	73
<b>Figura 67.</b> Irregularidad torsional según ASCE 7 – 16 .....	77
<b>Figura 68.</b> Irregularidad de entrantes según ASCE 7 – 16 .....	78
<b>Figura 69.</b> Discontinuidad en la rigidez en el diafragma según ASCE 7 – 16.....	78
<b>Figura 70.</b> Discontinuidad en el diafragma según ASCE 7 – 16 .....	78
<b>Figura 71.</b> Irregularidad de discontinuidad fuera del plano según ASCE 7 – 16 .....	79
<b>Figura 72.</b> Irregularidad de sistemas no paralelos según ASCE 7 – 16.....	79
<b>Figura 73.</b> Irregularidad de rigidez según ASCE 7 – 16 .....	81
<b>Figura 74.</b> Irregularidad de masa o peso según ASCE 7 – 16.....	82
<b>Figura 75.</b> Irregularidad por geometría vertical según ASCE 7 – 16.....	83
<b>Figura 76.</b> Irregularidad por discontinuidad en elementos verticales según ASCE 7 – 16....	83
<b>Figura 77.</b> Irregularidad por resistencia lateral discontinua según ASCE 7 – 16 .....	84
<b>Figura 78.</b> Relación gráfica entre la respuesta elástica, la inelástica real y la ideal.....	100
<b>Figura 79.</b> Gráfica de la variación del cortante en la base respecto a las derivas a nivel de techo y su variación con los factores de reducción .....	102
<b>Figura 80.</b> Representación gráfica de la reducción del espectro de respuesta dinámico con el factor R.....	103
<b>Figura 81.</b> Tanque calentador de agua suspendido.....	106
<b>Figura 82.</b> Distribución en planta de cables rigidizadores en el cielorraso.....	111
<b>Figura 83.</b> Detalle de la distribución de cables rigidizadores en el cielorraso .....	111
<b>Figura 84.</b> Distribución de los cables de apoyo en elevación .....	112
<b>Figura 85.</b> Distribución espacial del apoyo en forma de pirámide .....	112
<b>Figura 86.</b> Vista transversal del sistema de distribución a analizar.....	117
<b>Figura 87.</b> Vista longitudinal del sistema de distribución a analizar.....	118
<b>Figura 88.</b> Generador de energía eléctrica asumido .....	123
<b>Figura 89.</b> Esquema del tanque elevado a analizar con el método estático .....	127
<b>Figura 90.</b> Esquema en tres dimensiones de la OE no similar a una edificación a analizar	134
<b>Figura 91.</b> Elevación lateral de la OE no similar a una edificación a analizar.....	134
<b>Figura 92.</b> Período de vibración natural para una estructura con una masa en voladizo .....	VI
<b>Figura 93.</b> Período de vibración natural para una estructura con una masa en un marco rígido .....	VI
<b>Figura 94.</b> Período de vibración natural para una estructura con dos masas .....	VII
<b>Figura 95.</b> Período de vibración natural para una estructura en voladizo con carga uniformemente distribuida y sección transversal constante .....	VII
<b>Figura 96.</b> Período de vibración natural para un contenedor cilíndrico vertical de acero ...	VIII

## ÍNDICE DE CUADROS

<b>Cuadro 1.</b> Categorías de riesgo estadounidense (FEMA, 2017).....	21
<b>Cuadro 2.</b> Categorías de diseño sísmico según la aceleración en períodos cortos y categoría de riesgo (ASCE, 2017).....	21
<b>Cuadro 3.</b> Ejemplos de componentes no estructurales arquitectónicos .....	34
<b>Cuadro 4.</b> Ejemplos de componentes no estructurales electromecánicos.....	34
<b>Cuadro 5.</b> Ejemplos de componentes no estructurales con aislamiento de vibraciones .....	34
<b>Cuadro 6.</b> Ejemplos de componentes no estructurales de sistemas de distribución .....	34
<b>Cuadro 7.</b> Estructuras que no clasifican como edificación pero que se comportan como una .....	71
<b>Cuadro 8.</b> Estructuras que no clasifican como edificación y no se comportan como una .....	71
<b>Cuadro 9.</b> Cuadro resumen de irregularidades en planta según ASCE 7 - 16, su equivalencia al CSCR 2010/14 y su aplicabilidad a otras estructuras que se comportan como edificación .	80
<b>Cuadro 10.</b> Cuadro resumen de irregularidades en altura según ASCE 7 - 16, su equivalencia al CSCR 2010/14 y su aplicabilidad a otras estructuras que se comportan como edificación .	85
<b>Cuadro 11.</b> Irregularidades en otras estructuras que no clasifican como edificación según la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011).....	86
<b>Cuadro 12.</b> Distribución de fuerzas laterales para el método estático según la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011).....	93
<b>Cuadro 13.</b> Factores de importancia para riesgo sísmico según ASCE 7 - 16 .....	95
<b>Cuadro 14.</b> Valores iniciales para el cálculo de la demanda sísmica del cielorraso.....	113
<b>Cuadro 15.</b> Resumen de las fuerzas obtenidas para cada uno de los componentes del cielorraso .....	116
<b>Cuadro 16.</b> Valores iniciales para el cálculo de la demanda sísmica de la tubería suspendida .....	119
<b>Cuadro 17.</b> Resumen de las fuerzas obtenidas para cada uno de los componentes del cielorraso .....	122
<b>Cuadro 18.</b> Valores iniciales para el cálculo de la demanda sísmica del generador eléctrico .....	124
<b>Cuadro 19.</b> Resumen de las fuerzas obtenidas para cada uno de los componentes del cielorraso .....	126
<b>Cuadro 20.</b> Valores iniciales de diseño para el tanque elevado .....	128
<b>Cuadro 21.</b> Estimación del peso de la estructura soportante.....	128
<b>Cuadro 22.</b> Cálculo de fuerza sísmica por nivel $F_i$ y el momento en la base .....	130
<b>Cuadro 23.</b> Cálculo de derivas y el período .....	130
<b>Cuadro 24.</b> Cálculo de derivas y el periodo reducidos .....	131
<b>Cuadro 25.</b> Resumen de los valores de demanda sísmica obtenidos.....	133
<b>Cuadro 26.</b> Valores iniciales de diseño para la OE no similar a una edificación .....	135
<b>Cuadro 27.</b> Valores para el primer modo de oscilación.....	139
<b>Cuadro 28.</b> Valores para el segundo modo de oscilación .....	139
<b>Cuadro 29.</b> Resumen de los valores de demanda sísmica obtenidos.....	143

<b>Cuadro 30.</b> Valores de $X_p$ , $R_p$ y $S_R$ para componentes no estructurales arquitectónicos. Fuente: ASCE, 2017 .....	I
<b>Cuadro 31.</b> Valores de $X_p$ , $R_p$ y $S_R$ para componentes no estructurales electromecánicos. Fuente: ASCE, 2017 .....	II
<b>Cuadro 32.</b> Valores de $X_p$ , $R_p$ y $S_R$ para sistemas de distribución. Fuente: ASCE, 2017 .....	III
<b>Cuadro 33.</b> Valores de $R$ , $S_R$ y $C_d$ otras estructuras con comportamiento similar a una edificación. Fuente: ASCE, 2017 .....	IV
<b>Cuadro 34.</b> Valores de $R$ , $S_R$ y $C_d$ de OE que no se comportan como edificación. Fuente: ASCE, 2017 .....	V

Stalder García, Nicole Marie.

Lineamientos de análisis de la demanda sísmica acorde a las condiciones de Costa Rica aplicable a estructuras que no clasifican como edificación y componentes no estructurales

Trabajo Final de Graduación - Ingeniería Civil - San José, C.R.:

N. Stalder G., 2019

xi, 150, [8]h;ils. col. – 29 refs.

## RESUMEN

El Código Sísmico de Costa Rica (CSCR 2010/14) abarca principalmente lineamientos para el diseño y análisis sismorresistente de edificaciones mientras que las estructuras que no clasifican como edificación (otras estructuras OE) no son incluidas en este alcance. Éstas se pueden definir como estructuras cuyo fin principal no es ser ocupadas por personas. Por otra parte, los componentes no estructurales (CNE) si bien están incluidos en el código costarricense, tienen un faltante de información detallada respecto a conexiones.

Para aumentar las referencias nacionales en este ámbito, se propone plantear lineamientos de análisis para estimar la demanda sísmica tanto para CNE como para OE, donde se utilicen los insumos ya existentes en el CSCR 2010/14. Para lo anterior se recopila información internacional y nacional, como casos de estudio, normativa estadounidense, artículos científicos y memorias de cálculo, para compararlos con los alcances y métodos del CSCR 2010/14. Luego, se generan recomendaciones integrar los lineamientos recopilados a partir del estudio, al análisis de otras estructuras y componentes no estructurales en Costa Rica. Por último, se aplica la metodología propuesta con ejemplos de cálculo.

La escogencia entre el método dinámico o estático depende de las irregularidades de la estructura, donde la mayoría del CSCR 2010/14 son válidas, mas son necesarias variaciones dependiendo del sistema sismorresistente de la OE. Además, para estimar la demanda sísmica en las conexiones con el CSCR 2010/14 se deben agregar los valores de sobrerresistencia en el caso de CNE. Mientras que en OE es necesario incluir el factor de modificación de respuesta (para reducir el espectro elástico), la sobrerresistencia y el factor de amplificación para obtener deformaciones últimas, ya que no se logra asignar una ductilidad directa. Esto implica una variación en el cálculo coeficiente sísmico y añadir ecuaciones para estimar fuerzas.

**ANÁLISIS DE DEMANDA SÍMICA, COMPONENTES NO ESTRUCTURALES, ESTRUCTURAS QUE NO CLASIFICAN COMO EDIFICACIÓN, OTRAS ESTRUCTURAS**

Ing. Álvaro Poveda Vargas, MSc.  
Escuela de Ingeniería Civil



# **CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN**

## **1.1. Justificación**

### ***1.1.1. Problema Específico***

Las estructuras se pueden subdividir según el uso que se les da en edificaciones y en estructuras que no clasifican como edificaciones. La norma ASCE 7-16: Cargas Mínimas de Diseño y Criterios Asociados para Edificaciones y Otras Estructuras (ASCE, 2017) de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE por sus siglas en inglés, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures*), explica a grandes rasgos la diferencia entre ambas categorías como se describe a continuación.

Las estructuras ocupadas por seres humanos se clasifican como edificaciones, mientras que las estructuras cuyo fin no es ser ocupadas por personas, entran en una segunda categorización: *otras estructuras* (OE). Como ejemplo del segundo grupo se destacan las chimeneas, los tanques elevados, los tanques sobre el suelo, las torres de telecomunicación, entre otros. Estas estructuras se distinguen entre sí por otros aspectos técnicos que serán discutidos a lo largo de este proyecto.

En el país, el diseño estructural está regido por el Código Sísmico de Costa Rica de la edición del 2010 Revisión del 2014 (CSCR 2010/14), el cual en su alcance define que está orientado a edificaciones como viviendas, comercios, oficinas, parqueos, iglesias y demás estructuras orientadas a ser utilizadas por personas (CFIA, 2016). El mismo señala que los lineamientos podrían ser aplicados en estructuras de comportamiento afín (que no clasifican como edificación). Sin embargo, a lo largo de sus capítulos no señala detalladamente a cuáles se pueden aplicar ni cómo modificar las disposiciones del CSCR 2010/14 para el análisis y diseño de estas otras estructuras.

Por lo tanto, hay un faltante de normativa nacional en documentos oficiales, así como en trabajos de investigación en el tema de lineamientos para el diseño de estructuras que no clasifican como edificaciones, también denominadas *otras estructuras*. Debido a que este tipo de estructuras son comúnmente utilizadas en el país, se planteó una metodología y especificaciones de cómo analizarlas y diseñarlas, de tal manera que sirva de guía para aprovechar los documentos costarricenses existentes y contenga nuevas pautas cuando éstos no sean aplicables.

Por otra parte, *los componentes no estructurales*, usualmente elementos arquitectónicos, electromecánicos u otro tipo que no cumplen una función sismorresistente, son sensibles a los

movimientos por sismo. Al fallar pueden representar un riesgo a la seguridad de las personas, en especial si se encuentran en la ruta de escape o perjudican la funcionalidad de una edificación esencial. A pesar de que en el CSCR 2010/14 existe un capítulo que trata sobre los componentes no estructurales (Capítulo 14), hay un faltante de información respecto a la determinación de la fuerza en las conexiones y la sobrerresistencia asociada. Este es un punto clave, ya que una unión correcta entre el elemento y la estructura que lo soporta asegura su estabilidad. Por lo tanto, se consideró necesario revisar y complementar el capítulo 14 del CSCR 2010/14.

### **1.1.2. Importancia**

En cuanto a los *componentes no estructurales* (CNE por sus iniciales), como ya se mencionó anteriormente, su caída puede representar un riesgo a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio, a pesar de que la estructura no colapse durante un sismo. De igual manera, la falla de un elemento sin función sismorresistente como una tubería, podría detener por completo las tareas de una edificación sin problemas significativos estructuralmente, cuyo funcionamiento es requerido de manera inmediata después de un terremoto, como una estación de bomberos o un hospital. Por otra parte, errores en su diseño podrían perjudicar no solo la seguridad y funcionalidad, sino que también puede representar pérdidas monetarias significativas, ya que gran parte del costo de una edificación yace en sus acabados y equipo, así como su sistema electromecánico (FEMA, 2012).

Algunos ejemplos del daño que genera la falla en componentes no estructurales se muestran en la Figura 1 y en la Figura 2. En la Figura 1 se muestra el volcamiento de los libreros en la biblioteca de la sede de Puntarenas de la Universidad de Costa Rica causado por el sismo del 25 de marzo de 1990 en Cóbano (Laboratorio de Ingeniería Sísmica, 2011). Mientras que en la segunda imagen se muestra la caída del cielo suspendido en una clínica en el Valle de la Estrella, por el sismo de Limón ocurrido en 1991 (Laboratorio de Ingeniería Sísmica, 2011). Es necesario destacar que en la segunda imagen se tiene un caso crítico, ya que una instalación esencial como la clínica pierde su capacidad de atender al público debido a una falla evitable en un cielorraso. Es por casos como este que es relevante asegurar que existan buenas prácticas tanto en la estimación de la demanda sísmica de los CNE, como en el diseño de sus conexiones y detallado. Este último aspecto es clave para el buen funcionamiento del diseño (FEMA, 2012) y no se incluye actualmente en el código costarricense.





**Figura 1.** Volcamiento de estantería en la biblioteca de la sede en Puntarenas de la Universidad de Costa Rica

Fuente: Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica, 2011



**Figura 2.** Falla en el cielorraso en la Clínica del Valle de la Estrella

Fuente: Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica, 2011

A parte de los CNE, en Costa Rica el diseño estructural y la construcción de obras no se limita únicamente a edificaciones. La industria de telecomunicaciones, publicidad, la petrolera y básicamente cualquier otra que necesite almacenamiento o tuberías, requiere de estructuras para su servicio que no clasifican como una edificación tradicional. Según un estudio del Instituto Nacional de Estadística y Censos de Costa Rica (INEC, 2017), del total de 24203 obras de construcción en el 2017, 1777 clasificaban como otras obras (7.34%), mientras que 1931 obras (7.97%) eran edificaciones no residenciales y el resto corresponden a edificios residenciales (84.59%). Estos datos confirman que hay demanda en el país de estructuras que no clasifican como edificaciones y la necesidad de una metodología apta para su análisis.

Actualmente, gran parte de este tipo de estructuras se diseñan con el CSCR 2010/14, que como se expuso antes, no aplica directamente para este tipo de estructuras. Por ende, existe la posibilidad de que el sistema tenga un comportamiento distinto al esperado y haya un riesgo de falla parcial o total. Es por esta razón, que se desarrollaron procedimientos de diseño adecuados a las necesidades técnicas, características y comportamientos de estas estructuras.

En relación con lo anterior, dentro de la bibliografía consultada se estudió la aplicabilidad de los lineamientos existentes en el CSCR 2010/14, con o sin variaciones, para analizar y diseñar los sistemas que no clasifican como edificación. Por lo tanto, esta investigación podría servir de base o guía de referencias en caso de que la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica desee incluir una metodología para otras estructuras en futuras actualizaciones. Disponer de una metodología en el Código Sísmico de Costa Rica

es clave para que se garantice un análisis normalizado y correcto de los sistemas estudiados en las oficinas de diseño del país.

Finalmente, según la bibliografía consultada, se pudo confirmar que hay pocos trabajos de investigación académicos costarricenses en el tema. Este trabajo de graduación podría ser un paso inicial para futuros proyectos de graduación o artículos que exploren la temática más a fondo. Se requiere ahondar de manera más especializada en ciertos subtemas y categorías de otras estructuras, esto para disminuir la brecha de información nacional en esta área del diseño estructural.

### ***1.1.3. Antecedentes***

Como se mencionó anteriormente, una vez revisada la bibliografía disponible sobre el tema y por medio de consultas orales con diferentes profesionales, se confirmó la ausencia de investigación en el tema propuesto. Existen algunas publicaciones relacionadas al diseño de tanques que se consideran como estructuras que no clasifican como edificaciones, como el proyecto de graduación nacional del Ingeniero Antonio Bermúdez (1948) basado en el diseño de tanques circulares. También existe una tesis de la Universidad de Costa Rica sobre el diseño y construcción de torres de comunicación de González, en el año 1979.

Es necesario destacar que las fuentes nacionales relacionadas se refieren principalmente a casos específicos, por lo que no hay información generalizada del análisis de otras estructuras que no clasifiquen como edificación. Además, las referencias encontradas tienen varios años de estar publicadas, por lo que pueden no ajustarse a las actualizaciones del CSCR 2010/14. Es por esto que los antecedentes de mayor peso son las normativas, especificaciones y artículos internacionales, ya que es un área que ha sido ampliamente estudiada en otros países y actualmente son utilizadas por diseñadores en el país para suplir el faltante de información nacional.

El caso de *los componentes no estructurales* es similar al de *otras estructuras*. Debido a que, a pesar de tener un capítulo asignado en el CSCR 2010/14, las investigaciones teóricas y prácticas respecto al tema a nivel nacional son limitadas. Por esta razón, resultó necesario recurrir a bibliografía internacional para revisar la metodología que aparece en el código costarricense y complementarla con especificaciones de detallado y consideraciones adicionales en la estimación de la fuerza de sismo. Lo anterior basado en normativas cuyos lineamientos estén sustentados por estudios prácticos y revisión de eventos pasados.

Un ejemplo de lo anterior es el texto ASCE 7-16 (ASCE, 2017), que provee métodos de identificación para el tipo de estructuras y componentes a desarrollar en este trabajo, así como lineamientos de diseño sísmico y análisis de forma generalizada para un conjunto de elementos con características parecidas. Además, en el caso de *otras estructuras*, se subdivide según su comportamiento (similar al de una edificación o no) e incluye requisitos para diferentes estructuras como tanques, soportes de tuberías, torres de telecomunicación, silos, contenedores y otros. Es decir, considera una mayor variedad de estructuras de manera general y luego específica para cada caso.

Asimismo, la ASCE tiene una publicación especializada en facilidades petroquímicas, llamada Guías para Evaluación Sísmica y Diseño de Facilidades Petroquímicas (*Guidelines for Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities*) (ASCE, 2011). Esta guía presenta de forma más específica y resumida los requisitos especiales de este tipo de estructuras. Además, este texto es una referencia importante porque ahonda en la descripción de las estructuras que no clasifican como edificación, su análisis y recomendaciones aplicables.

Finalmente, el Programa Nacional de Reducción de Amenazas Sísmicas de Estados Unidos (NEHRP: *National Earthquake Hazards Reduction Program*) contiene en su texto Provisiones Sísmicas Recomendadas (*Recommended Seismic Provisions*) en una sección dedicada al diseño de estructuras que no clasifican como edificación (Building Seismic Safety Council, 2015). La sección detalla métodos de análisis y requisitos asociados, los cuales pueden relacionarse con las metodologías ya existentes en el CSCR 2010/14.

Respecto a los CNE, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés) cuenta con la norma FEMA 74: Reduciendo los riesgos de daño no estructural en sismos: Una Guía Práctica (*Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage: A Practical Guide*) (FEMA, 2012). En ésta se discuten la identificación y caracterización de componentes no estructurales, sus implicaciones al fallar y la estimación de la demanda en relación con el ASCE 7 – 16. También incluye esquemas sobre cómo tratar el detallado de los mismos, según la categoría y características técnicas que posean.

## **1.2. Objetivos**

### ***1.2.1. Objetivo General***

Formular lineamientos para el análisis de la demanda sísmica aplicable a estructuras que no clasifican como edificación y componentes no estructurales acorde a la especificación ASCE 7-16, según las condiciones propias de Costa Rica.

### ***1.2.2. Objetivos Específicos***

- Identificar las estructuras que no clasifican como edificación, sus subcategorías y los componentes no estructurales según su comportamiento y características específicas.
- Revisar los lineamientos de análisis de los componentes no estructurales utilizados en el CSCR 2010/14 y contrastarlos con la bibliografía seleccionada.
- Proponer recomendaciones de estimación de demanda sísmica y detallado de conexiones para componentes no estructurales, a partir de las diferencias identificadas.
- Definir una metodología análisis estructural y estimación de la demanda sísmica aplicable a estructuras que no clasifican como edificación, según la información recopilada y los procedimientos nacionales ya existentes.
- Aplicar los lineamientos propuestos en la estimación de la fuerza sísmica a una selección de estructuras representativas.
- Proponer recomendaciones adicionales a la aplicación de los lineamientos de análisis sísmico de estructuras que no clasifican como edificación.

## **1.3. Delimitación del problema**

### ***1.3.1. Alcance***

Este trabajo de investigación tiene como alcance el planteamiento y revisión de lineamientos de diseño sísmico para *componentes no estructurales* y estructuras que no clasifican como una edificación. En el caso de *otras estructuras*, se pueden identificar tres

subcategorías, con metodologías de diseño y análisis diferentes. Estas son: 1) estructuras que no clasifican como una edificación (u otras estructuras OE), pero su comportamiento estructural es similar a una, 2) otras estructuras con un comportamiento estructural no similar a una edificación y 3) tanques y contenedores. De esas tres clasificaciones, el proyecto se concentró principalmente en algunas estructuras dentro de las categorías 1) y 2) (no se consideró las estaciones de generación eléctrica ni las paredes dentro de tanques de tratamiento de agua), esto debido a restricciones de tiempo disponible y extensión. De la tercera categoría se incluyen fuentes bibliográficas de apoyo para consultar.

En cuanto a los *componentes no estructurales*, el análisis se limitó a su caracterización detallada, así como la revisión de las ecuaciones ya propuestas en el CSCR 2010/14 y la formulación de recomendaciones de ajustes necesarios.

Para el análisis del comportamiento dinámico se pueden emplear a la hora de diseñar OE el método estático, el dinámico lineal, el dinámico no lineal y el modelado de la estructura para casos donde no apliquen los anteriores. Debido a que los ejemplos de diseño tienen como objetivo ser demostrativos de la metodología propuesta, por razones de extensión y complejidad, se contemplan únicamente el análisis mediante el método estático y el dinámico lineal para estimar las fuerzas sísmicas.

El capítulo referente a otras estructuras tiene como objetivo inicial caracterizar de manera general las estructuras de las categorías 1), 2) y 3) para poder identificarlas en subgrupos. Posteriormente se formularon lineamientos de estimación de demanda sísmica basados en la bibliografía propuesta que apliquen a la mayoría de las estructuras que entran dentro de la clasificación 1) y 2). No obstante, la sección de ejemplos de la aplicación del procedimiento propuesto se centró en un máximo dos estructuras representativas a nivel nacional que se ubiquen dentro los grupos 1) y 2) y tres ejemplos de componentes no estructurales típicos.

Algunas de las estructuras como tanques, contenedores y silos requieren de un análisis dinámico que considere el efecto de los fluidos o sólidos granulares que se mueven en su interior. Este tipo de análisis no se lleva a cabo en los ejemplos de análisis presentados. Tampoco se realizó un análisis detallado de las presiones de suelo involucradas o modelos con software de análisis estructural de los ejemplos de cálculo mostrados.

Finalmente, este proyecto tiene como intención que las especificaciones de diseño propuestas sean acordes con las necesidades específicas de Costa Rica, por lo tanto, no es aplicable a otros países. En relación con lo anterior, los métodos a utilizar y las

recomendaciones propuestas están basados en lo expuesto en el Código Sísmico de Costa Rica del año 2010 y su revisión del 2014. Para versiones posteriores del código, será necesario revisar la validez de los métodos formulados en esta investigación.

### ***1.3.2. Limitaciones***

Una de las principales limitantes de este trabajo es el faltante de información nacional sobre cómo tratar y analizar los sistemas que no se pueden considerar edificaciones, tanto a nivel de normas de acatamiento obligatorio, así como de trabajos de investigación. Por ende, el proyecto se ve obligado a basarse principalmente en documentos internacionales que no necesariamente tienen las mismas condiciones de Costa Rica. Para solventar esta limitación, a lo largo del desarrollo de los métodos de diseño se consultó con ingenieros estructurales con experiencia en diseño en el país para validar que lo propuesto sea congruente con las necesidades nacionales y se compararon las bases de la estimación de la demanda sísmica, como los sismos de diseño, las categorías de ocupación y los objetivos de desempeño.

Por otra parte, cabe mencionar que el método principal de análisis a utilizar es el método estático y el dinámico lineal según lo descrito en el capítulo 7 del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), donde se expone que es un tipo de análisis con restricciones de complejidad. Como se expuso en el alcance, este método se aplica por restricciones de tiempo y extensión. Por lo tanto, para casos de mayor complejidad sería necesario realizar verificaciones con método de análisis más complejos, que requieren de un mayor tiempo de cálculo y cómputo, pero que permiten definir la respuesta detallada dinámica esperada.

## **1.4. Metodología**

El trabajo se realizó siguiendo cinco etapas principales, las cuales se definieron en función de las tareas que son indispensables de completar para poder avanzar al siguiente punto.

La primera etapa consta principalmente de la revisión de la literatura relativa a los lineamientos para el diseño de las estructuras y componentes no estructurales. Se tiene como objetivo comparar los procedimientos de diseño de componentes no estructurales con otras normas y también se busca recolectar y comprender las características y los requisitos de los CNE y otras estructuras, así como las metodologías ya existentes en publicaciones y artículos relacionados. Lo anterior para tener mayor comprensión del análisis de estos elementos, los

conceptos para identificarlos, los alcances y limitaciones de los métodos de análisis considerados.

De forma paralela al estudio de metodologías y con la lectura de los textos explicativos de las normas (comentarios) se prosiguió a identificar los puntos que distinguen una edificación de una estructura que no clasifica como edificación. De igual manera, se recopilaron las definiciones y formas de identificar fácilmente componentes no estructurales. Esto con el fin de presentar una herramienta inicial que le permita al lector conocer de manera eficaz las características otras estructuras y CNE, y a partir de ese punto escoger qué método es el apto para su análisis.

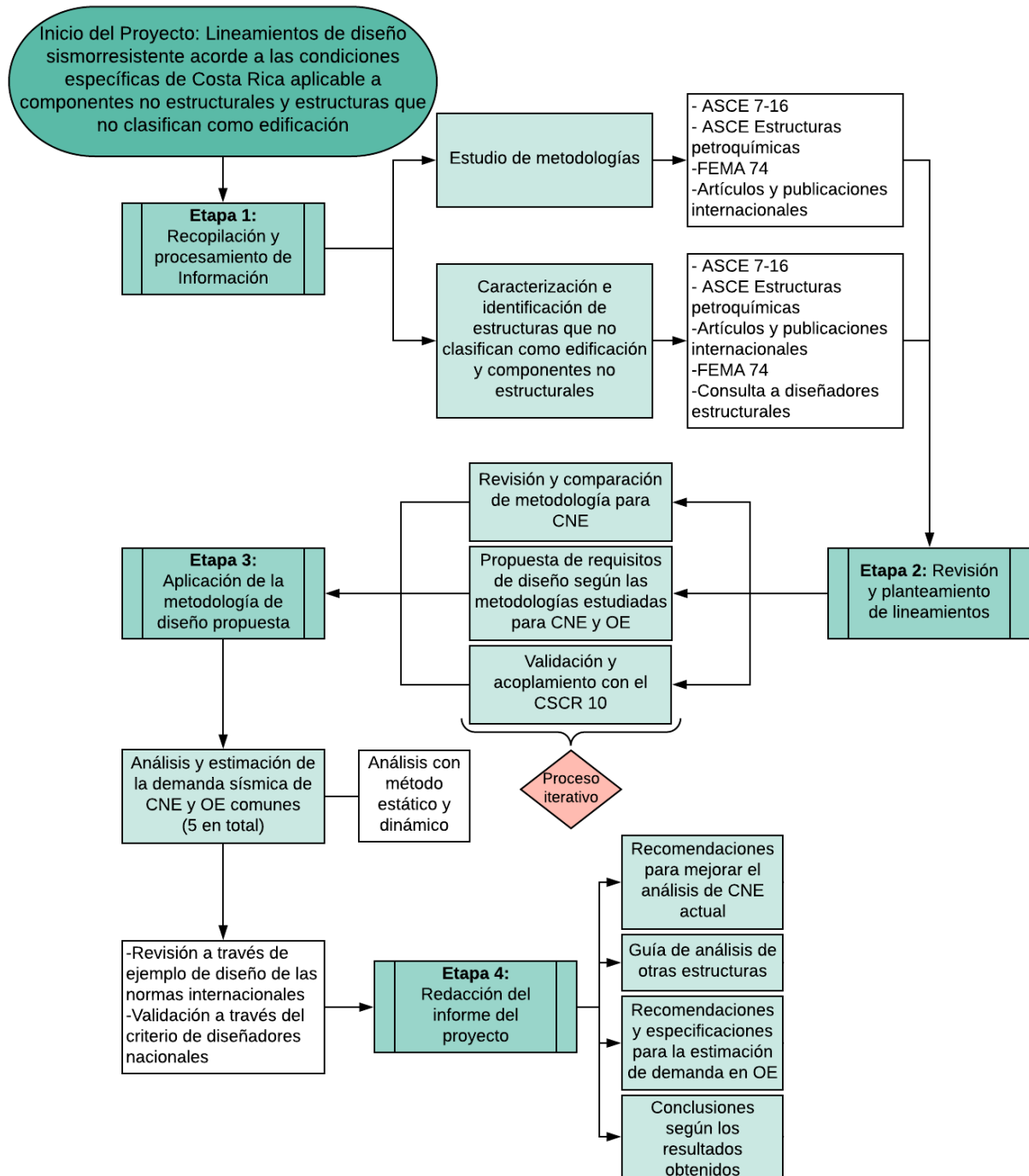
La segunda etapa busca pasar del conocimiento teórico adquirido en primera sección a una fase más práctica, donde empieza la formulación de provisiones concretas de análisis. En esta parte, se propusieron los lineamientos de diseño a partir de lo estipulado en las normas consultadas. Sin embargo, se complementó con las disposiciones expuestas en el CSCR 2010/14 para la demanda sísmica, con el fin de hacerlo apto para el diseño en el territorio nacional de las OE. En el caso de componentes no estructurales, se hace una comparación entre metodologías y se plantearon propuestas de mejoras.

Además del planteamiento de los métodos de análisis, se realizó un proceso de validación con el comité asesor para revisar los procedimientos y replantearlos cuando fuera necesario. La validación se realizó mediante la comparación de los ejemplos de diseño con ejemplos dentro de las especificaciones revisadas, criterio profesional y experiencia de los ingenieros consultados. Es por esta razón que fue un proceso iterativo.

Posteriormente en la etapa 3, se ponen en práctica los lineamientos de diseño formulados en la etapa 2. Se llevó a cabo la estimación de demanda sísmica de tres *componentes no estructurales* y dos estructuras que no clasifican como edificación identificados en la etapa 1. Se seleccionó los casos de estudio de forma que fueran representativos de la práctica local, con el fin de proporcionar ejemplos de diseño que sirvan como guía inicial a la hora de utilizar la metodología. El análisis sísmico de estas estructuras se realizó con el método estático (o de fuerzas laterales) y el dinámico lineal según lo estipulado en el CSCR 2010/14. Al igual que en la etapa anterior, el resultado de los diseños se analizó con ejemplos de las normas internacionales consultadas, así como con el criterio profesional de los asesores del proyecto.

Una vez concluida la etapa 3, fue posible puntualizar las consideraciones especiales que se deben tomar en cuenta al aplicar esta metodología para su puesta en práctica. Finalmente, se

generaron recomendaciones y conclusiones con base en el análisis realizado. La metodología descrita se resume en el esquema metodológico presentado en la siguiente figura.



**Figura 3.** Esquema de la metodología del proyecto de investigación



## **1.5. Mecanismos de evaluación del proyecto**

### ***1.5.1. Eficiencia***

El rendimiento de este proyecto se podrá observar en el resultado final, ya que se tendrán recomendaciones para los lineamientos de diseño para el análisis de componentes no estructurales y estructuras que no clasifiquen como edificación según ASCE 7 -16 válidos para el país. Las recomendaciones están basadas en una investigación detallada de los métodos y las recomendaciones de la bibliografía consultada tanto a nivel internacional como nacional. Además, al aplicar los métodos de diseño a ejemplos representativos de la práctica nacional, se puede comprobar la eficiencia y utilidad de los procedimientos formulados.

### ***1.5.2. Eficacia***

Los capítulos propuestos han sido redactados en función del cumplimiento de los objetivos planteados. Por lo tanto, al desarrollar la sección de resultados, conclusiones y recomendaciones se alcanza a cumplir con la finalidad de la investigación. También, una medida concreta de cómo se cumple el objetivo principal del proyecto es la metodología final de análisis que se va a proponer.

### ***1.5.3. Impacto***

Con este trabajo, se dispondrá de una publicación nacional cuyo fin es proveer lineamientos acordes con las condiciones costarricenses para analizar algunas de las estructuras para las cuales el CSCR 2010/14 no aplica en su totalidad y mejorar los requisitos de la estimación de demanda de componentes no estructurales. Esto tiene un efecto positivo debido a que es una medida que busca lograr un desempeño adecuado de estructuras que actualmente no están incluidas en el alcance del código y la mejora de secciones que pueden ampliarse para lograr un mejor resultado.

### ***1.5.4. Pertinencia***

La importancia y pertinencia de este proyecto recae principalmente en el hecho de que no hay normativa (en el caso de OE), investigaciones o publicaciones previas en cuanto al tema en Costa Rica. Esto sumado al hecho de que disponer de una especificación centrada en las estructuras que no clasifican como edificación favorecerá el diseño haciéndolo más seguro.

### ***1.5.5. Perdurabilidad***

Este trabajo se centra en dos de las tres subclasificaciones de estructuras que no califican como edificación según la especificación ASCE 7 - 16 (ASCE, 2017). Por lo tanto, la línea de investigación se puede continuar con alcances más delimitados y específicos. Por ejemplo, se puede ahondar en esta tercera subcategoría de tanques o profundizar en procedimientos y ejemplos donde sea necesario aplicar análisis estructurales que no sean el estático ni el dinámico lineal.

## **CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Estructuras que no clasifican como edificación y componentes no estructurales**

La Agencia Federal para Manejo de Emergencias (FEMA por sus siglas en inglés) define una edificación como una estructura cerrada, cuyo fin es ser ocupada por seres humanos, es decir edificios, viviendas, oficinas, hospitales, bodegas y demás (Building Seismic Safety Council, 2010). Las edificaciones generalmente se pueden clasificar de manera sencilla dentro de los sistemas estructurales tipo muro, dual o tipo marco (ASCE, 2011).

Sin embargo, aparte del sistema estructural principal, entrepisos y estructura de techo, las edificaciones incluyen componentes que no cumplen función sismorresistente, pero que se pueden dañar o presentar un riesgo a la vida durante un evento sísmico. Esto se conoce como un *componente no estructural*, que, según la literatura, tiende a confundirse con las estructuras que no clasifican como edificación (Bachman y Dowty, 2008), por esta razón se busca diferenciarlos en esta sección.

El capítulo 13 del ASCE 7 – 16 menciona que son los componentes arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y de protección contra incendios que están adheridos permanentemente a una estructura (ASCE, 2017). Por ejemplo: sistemas de aire acondicionado, tuberías, divisiones livianas, equipo de manufactura, cielos livianos, calentadores de agua, conductos eléctricos, generadores, turbinas, entre otros. El diseño de estos *componentes* está regido de acuerdo a su importancia y a la necesidad de funcionalidad por seguridad de vida en sismos, así como el riesgo que representan al fallar o desprenderse en este evento (ASCE, 2017).

En otras palabras, su diseño se enfoca en las conexiones de éstos a la estructura, que debe ser mediante anclajes y soldaduras, más que por sus requisitos de resistencia por material (Kimball, 2016). Al contrario de *los componentes no estructurales*, las estructuras que no clasifican como edificación son sistemas que no están adheridos a otra obra, es decir se soportan a sí mismas (Bachman y Dowty, 2008). Éstas deben ser capaces de soportar las cargas gravitacionales aplicadas y resistir los efectos sísmicos de forma independiente. Se diferencian además en que son lo suficientemente grandes como para no entrar dentro de una estructura ya existente fácilmente, al contrario de los componentes no estructurales. También, tienen la particularidad de que no están pensadas para ser ocupadas por seres humanos, más que por razones de mantenimiento.

## 2.2. Componentes no estructurales

Según el ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) los *componentes no estructurales* se definen como los elementos arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y de protección contra incendios que están adheridos permanentemente a la estructura. Se entiende por permanente aquellos que van a estar en uso por más de un año. Si el período es menor, no deberán ser diseñados con los lineamientos sismorresistentes presentados en el capítulo 13 de esa norma. Asimismo, elementos u objetos que presenten un riesgo a la seguridad humana al fallar; por ejemplo, que obstruyan vías de escape a la hora de un evento sísmico o que perjudiquen la funcionalidad de una estructura vital después del sismo también se deben considerar como un componente no estructural (ASCE, 2017).

Kimball (2016) destaca que una de las características principales de su diseño, es que no se basa en la demanda o resistencia del material, sino que se enfoca en su relación a la estructura principal, sus conexiones y su comportamiento relativo a la estructura base. Es decir, se busca que se mantenga su funcionalidad o que no se desprenda durante un sismo. Por ejemplo, si bien la edificación principal no falla en un terremoto, un elemento como una luminaria que cae sobre una persona puede hierla, perdiendo así el objetivo de garantizar la seguridad humana únicamente por causa del diseño deficiente de un objeto secundario.

A parte de la definición teórica presentada en el ASCE 7 – 16, se expone en la sección 13.1.1. del mismo documento que un componente no estructural tiene como límite pesar menos del 25% del peso efectivo sísmico<sup>1</sup> de la estructura. También se señala que deberán ser considerados dentro de esta categoría de diseño dos casos particulares de elementos. Primero, todo elemento (que no tenga función estructural) que a la hora del evento sísmico pueda presentar un riesgo considerable a los ocupantes. Segundo, los elementos que mejoren la probabilidad de que los sistemas esenciales mantengan su funcionalidad después de un sismo.

En el caso de los equipos que son sensibles a las vibraciones, se obtiene un beneficio al tener soportes diseñados como componentes no estructurales (ASCE, 2011). Sin embargo, es necesario resaltar que queda a criterio profesional incluir otros elementos dentro de esta

---

<sup>1</sup> El peso efectivo sísmico incluye la carga permanente, 25% de la carga temporal en áreas de almacenamiento (a menos de que las cargas de almacenamientos sean menores al 5% del peso efectivo sísmico o que sea cargas temporales de garajes públicos o parqueos abiertos), más el peso total del equipo permanente, peso de la jardinería y otros materiales en jardines en azotea o áreas similares). Sección 12.7.2. del ASCE 7-16 (2017).

categoría a pesar de que no estén detallados. Lo anterior solo si presentan un peligro, se consideran esenciales para el funcionamiento de la estructura o son necesarios para ofrecer un servicio vital después de un sismo.

### **2.3. Estructuras que no clasifican como edificación**

Las estructuras que no clasifican como edificación u "*otras estructuras*" (OE por sus iniciales) como se explicó anteriormente, son aquellas cuya función no es ser ocupadas por personas, a diferencia de estructuras como oficinas, apartamentos y casas, y su estructuración no está regida por las cargas tradicionales en edificaciones (FEMA, 2013). Cabe mencionar que las estructuras como puentes, carreteras, plataformas marinas, represas, obras hidráulicas que no sean tanques y plantas nucleares también se pueden considerar de manera general como estructuras que no clasifican como edificación, sin embargo, éstas están regidas por otras normativas y no entran dentro de la clasificación del ASCE 7 – 16, por lo que no se tomaron en cuenta en este proyecto.

De acuerdo con su respuesta dinámica, se pueden considerar tres tipos de OE. Primero, las estructuras que se comportan de manera similar a las edificaciones y para las que se pueden aplicar conceptos de análisis utilizados para edificaciones con leves variaciones. El segundo tipo son las que no se comportan estructuralmente como edificaciones, las cuales tienen respuestas dinámicas diferentes a las de una estructura tradicional. Finalmente se encuentran los tanques y contenedores, para los cuales se debe tener en cuenta el comportamiento de los fluidos y sólidos granulares en su interior (ASCE, 2017). A continuación, se describen las características específicas y se presentan algunos ejemplos cada uno de estos subgrupos.

#### ***2.3.1. Estructuras que no clasifican como edificación, pero que se comportan estructuralmente como una***

Según ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) este tipo de obras están sujetas a los mismos procedimientos de análisis y limitaciones, así como método constructivo, que una edificación. La Guía para Evaluación Sísmica y Diseño de Facilidades Petroquímicas (ASCE, 2011) especifica que son estructuras sostenidas sobre plataformas con sistemas de resistencia a la fuerza lateral similares a los edificios; ya sea que contienen marcos arriostrados, muros de corte y demás soportes que toleran momento. O sea, en este caso, se podrían aplicar los lineamientos del

CSCR 2010/14 y responderán de manera análoga ante eventos sísmicos. Típicamente, las plataformas se estructuran con marcos resistentes al momento de concreto o acero, así como estructuras con sistemas sismorresistentes tradicionales de hasta cuatro o cinco niveles de altura. Entre las obras dentro de esta subcategoría están las tuberías elevadas (Figura 4), los racks o estantes de almacenamiento tipo industrial (Figura 5), las estaciones de generación eléctrica (Figura 6) y las plataformas de soporte no integradas para contenedores y tanques elevados (Figura 7).



**Figura 4.** Tuberías elevadas en plataforma  
Fuente: C.S. Aguirre and Sons, Inc., 2018



**Figura 5.** Rack de almacenamiento  
Fuente: Mecalux S.A, 2018



**Figura 6.** Estación de generación eléctrica  
Fuente: POWER Magazine, 2015



**Figura 7.** Tanque elevado  
Fuente: <http://www.valorialabuena.com>, 2019

### ***2.3.2. Estructuras que no clasifican como edificación y no se comportan estructuralmente como una***

De manera contraria a la subcategoría anterior, las OE que no se comportan estructuralmente de manera similar a edificaciones, son aquellas que no poseen un sistema de

resistencia ante fuerzas sísmicas laterales y verticales semejante al de un edificio (ASCE, 2011). Debido a lo anterior, la respuesta dinámica de estas estructuras es diferente a la de una edificación, por lo que no se pueden aplicar directamente los lineamientos propuestos por el CSCR 2010/14.

En el diseño de estas estructuras es necesario diferenciar entre flexibles y rígidas antes de elegir los lineamientos a utilizar. Además, muchas de las estructuras que caen dentro de esta categoría, tienen códigos específicos de instituciones como el *American Petroleum Institute* (API) y la *American Water Works Association* (AWWA), las cuales se centran en normas para petróleo y obras hidráulicas respectivamente. Sin embargo, sin importar el diseño que se obtenga con esta normativa específica, las cargas de diseño deben cumplir con las propuestas por el ASCE 7 – 16 en el Capítulo 15 (Kimball, 2016).

Dentro de esta subclasificación se pueden encontrar las obras de retención de masas de suelo y las chimeneas (ASCE, 2017). También se encuentran estructuras hidráulicas especiales como las paredes con compuertas desviadoras y vertederos utilizados en sistemas de tratamiento de aguas, así como diques o muros de rebalse (tanques de retención secundaria) (no incluidas en el alcance del trabajo). Además, la misma norma clasifica a las torres de telecomunicación, los soportes de acero de torres de generación eólica en el mar, los muros y tapias en voladizo apoyados en el suelo dentro de esta categoría. En la Figura 8, Figura 9, Figura 10 y Figura 11 se muestran algunos de los ejemplos mencionados.



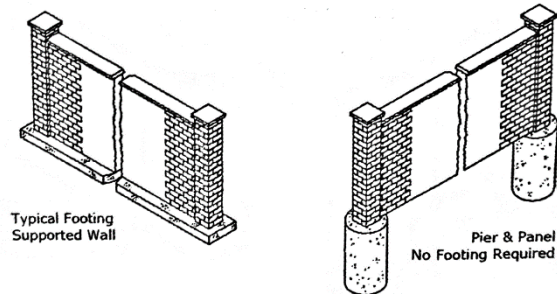
**Figura 8.** Chimeneas  
Fuentes: industrialaccess.com y  
www.wessexbps.co.uk, 2018



**Figura 9.** Torre de telecomunicaciones  
Fuente: www.knoxpages.com, 2018



**Figura 10.** Paredes desviadoras en tanque de tratamiento de aguas  
Fuente: [www.environmental-expert.com](http://www.environmental-expert.com), 2018



**Figura 11.** Muros en voladizo dentro de la categoría  
Fuente: ASCE 7 – 16, 2017

### ***2.3.3. Tanques***

El ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) separa en una tercera subcategoría a los tanques y contenedores que no entran dentro de los grupos anteriores. En resumen, son los que no están colocados sobre un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas laterales y verticales semejante al de un edificio (o la tienen adherida de manera integral). Se colocan en una clasificación por aparte a la de las estructuras que no se comportan de manera similar a una edificación, ya que estas obras en particular tienen el efecto de los fluidos (o sólidos granulares) empujando sus paredes internas ante la acción de un sismo, el cual requiere un análisis diferente.

Es por esta razón que, estas obras tienen variedad de especificaciones publicadas por entes especializados como API, AWWA y ASCE, pero deben cumplir además con el ASCE 7-16. En las siguientes figuras se muestran los ejemplos típicos que caben dentro de esta subclasificación, como lo son los tanques/contenedores presurizados (Figura 12), los tanques apoyados sobre el suelo (Figura 13), los tanques elevados en plataformas unidas de manera integral (Figura 14), los silos (Figura 15) y las esferas almacenadoras de fluidos.





**Figura 12.** Contenedor presurizado  
Fuente: Comp Air Treatment System Ltd, 2014



**Figura 13.** Tanques apoyados sobre el suelo  
Fuente: [www.novice.svet24.si](http://www.novice.svet24.si), 2013



**Figura 14.** Tanque de agua elevado con  
plataforma de soporte integrada  
Fuente: [www.caldwellwatertanks.com](http://www.caldwellwatertanks.com), 2018



**Figura 15.** Silos verticales  
Fuente: Symaga Silos, 2018

## 2.4. Sismo de diseño

En este trabajo se busca verificar si la metodología propuesta por el ASCE 7 – 16 es válida para utilizarse en Costa Rica. Es por esta razón que es importante confirmar si las consideraciones del sismo de diseño, asociado a los objetivos de desempeño, son equivalentes en ambos países. La demanda sísmica depende de las necesidades de una estructura y sus requisitos de vida útil, funcionalidad y seguridad de vida. Se parte de un sismo máximo para una determinada zona geográfica, asociada a un nivel de riesgo sísmico y se reduce o no según estos objetivos para obtener el sismo de diseño. Costa Rica y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles en Estado Unidos de América (ASCE) tienen consideraciones similares en este aspecto, como se explica a continuación.

Por una parte, en el caso estadounidense el Sismo Máximo Creíble ( $MCE_R$ ) representa las aceleraciones para una probabilidad de excedencia del 2% de colapso de la estructura en 50

años (Soules, 2017). Según la norma ASCE 41 (ASCE, 2014), esta probabilidad implica un periodo de retorno de 2475 años. Para estimar el sismo de diseño o sismo normal, se obtiene el  $MCE_R$  y se reduce con una serie de factores asociados a la ubicación de la estructura respecto a la falla sísmica, el tipo de suelo y el periodo de la estructura. Al final, se llega al valor de aceleración  $S_{DS}$ , que depende de los factores mencionados anteriormente, el cual representa la aceleración espectral con un factor de amortiguamiento crítico del 5% (ASCE, 2017). Una vez obtenida esta aceleración, el coeficiente sísmico se calcula al multiplicar  $S_{DS}$  por la relación de la importancia entre el coeficiente de modificación de respuesta R (sección 4.3.6 Demanda sísmica). El factor R depende de la ductilidad y la sobrerresistencia.

Por otra parte, según los Comentarios del Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2013), el sismo máximo considerado, de manera similar al  $MCE_R$  del ASCE 7, es para una probabilidad de excedencia de un 1,8% en una vida útil 50 años, para un evento sísmico con periodo de retorno de 2753 años. Lo anterior equivale a asignar una importancia de 1.5 a la estructura, sin embargo, este valor ya no es utilizado en la versión más reciente del código. El sismo de diseño normal, es decir para una importancia igual a 1.0, tiene un periodo de retorno asociado de 475 años, es decir un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años que equivale a multiplicar por 2/3 el sismo máximo (CFIA, 2013). En otras palabras, esta reducción equivale a pasar de una importancia de 1.5 a 1.0, ya que una es dos tercios menor que la máxima importancia asignada posible.

De igual manera, el sismo de diseño regular en el caso de la norma ASCE se toma como 2/3 multiplicado por el  $MCE_R$  (Soules, 2017), lo que representa un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años o un periodo de retorno de 475 años al igual que en el CSCR 2010/14. También el coeficiente sísmico estadounidense depende de factores similares a los considerados en el CSCR 2010/14, como la ductilidad y la sobrerresistencia. Entonces, la metodología en la estimación del sismo de diseño es equivalente en ambos casos, a pesar de que los valores de periodo de retorno no son estrictamente iguales. Por lo tanto, se justifica utilizar los lineamientos de demanda sísmica y los objetivos de desempeño (asociados a otras estructuras) del ASCE 7 – 16 a las condiciones de Costa Rica.

## **2.5. Categorías de riesgo**

Otro de los aspectos importantes para efectos de la comparación del Código Sísmico de Costa Rica con respecto al ASCE 7 – 16, es la clasificación que se le da a estructuras, tanto

edificaciones como OE, en base a su categoría de diseño sísmico. La clasificación, en el caso estadounidense, depende de la categoría de riesgo, que va de la I a la IV y está en función de la ocupación y de la aceleración del suelo para períodos cortos según el espectro de respuesta  $S_{DS}$  (FEMA, 2017). A continuación, se muestra un cuadro con la descripción de cada categoría de riesgo utilizado en el diseño estadounidense según la Agencia Federal de Manejo de Emergencia (FEMA, 2017).

**Cuadro 1.** Categorías de riesgo estadounidense (FEMA, 2017)

<b>Categoría de Riesgo</b>	<b>Descripción</b>
IV	Instalaciones esenciales: hospitales, estaciones de bomberos y refugios. Instalaciones con contenidos altamente tóxicos.
III	Alta ocupación
II	Mayoría de edificaciones, ocupación normal
I	Bajo riesgo a la seguridad de vida humana: instalaciones misceláneas o agrarias

El ASCE 7 – 16 agrega que dentro de la clasificación IV también entran las instalaciones que contengan materiales peligrosos y deban mantenerse funcionales (ASCE, 2017). Además, en la categoría III incluye todas las estructuras que no entran en la IV, pero representan una gran pérdida económica o al fallar entorpezcan el “día a día” de los usuarios (ASCE, 2017).

Una vez escogida la categoría de riesgo, se asigna la categoría de diseño sísmico según la aceleración del espectro de respuesta en la meseta. Este proceso se hace utilizando el Cuadro 2 basado en el cuadro 11.6-1 mostrado en el ASCE 7 – 16. Éste muestra las categorías de diseño de la A a la D, el rango de aceleración en el que se encuentran (filas) y la categoría de riesgo asociada (columnas).

**Cuadro 2.** Categorías de diseño sísmico según la aceleración en períodos cortos y categoría de riesgo (ASCE, 2017)

<b>Valor de <math>S_{DS}</math></b>	<b>Categoría de riesgo</b>	
	<b>I, II o III</b>	<b>IV</b>
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} \leq 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} \leq 0.50$	C	D
$0.5 \leq S_{DS}$	D	D

Por último, la guía para reducir riesgos de daño no estructural de FEMA (FEMA, 2012) describe de manera generalizada cada una de las categorías de diseño sísmico, lo cual permite

compararlas con mayor facilidad con lo estipulado por el CSCR 2010/14. A continuación se enumeran las clasificaciones de diseño y una descripción breve.

- *Categoría de Diseño Sísmico A:* Cualquier categoría de riesgo (I-IV) en las que haya sismicidad mínima.
- *Categoría de Diseño Sísmico B:* Categorías de riesgo I, II y III en áreas con sismicidad baja.
- *Categoría de Diseño Sísmico C:* Categoría de riesgo IV en zonas con baja sismicidad y categorías de riesgo I, II y III con sismicidad moderada.
- *Categoría de Diseño Sísmico D:* Categoría de riesgo IV en zona con sismicidad moderada y todas las categorías en áreas con sismicidad alta.
- *Categoría de Diseño Sísmico E (no se muestra en la tabla):* Categoría de riesgo I, II y III en lugares con sismicidad muy alta y cerca de una falla activa.
- *Categoría de Diseño Sísmico F (no se muestra en la tabla):* Categoría de riesgo IV en zonas con sismicidad muy alta y cercanas a una falla activa.

Las categorías de diseño sísmico establecidas a nivel de Estados Unidos de América no tienen una equivalencia directa con el código sísmico costarricense, sin embargo, hay similitudes importantes entre la tabla de factores de importancias del CSCR 2010/14 y el Cuadro 1. Entre los profesores asesores de este proyecto se discutió una comparación no verificada de ambas normas, en la que se planteó que las categorías C y D eran las que dominaban en Costa Rica, sin embargo, no es un criterio oficial. Es importante mencionar que los Lineamientos de Diseño Sismorresistente de Puentes del Costa Rica, hace referencia a categorías de riesgo en la sección 3.3. de manera similar al ASCE 7 – 16, sin embargo, se centra en objetivos de desempeño de puentes y no de otras estructuras.

Por último, se debe de tomar en cuenta que, la definición de categoría de riesgo es de importancia para el desarrollo de esta investigación debido a que influye en la estimación de la demanda sísmica. Por ejemplo, si la OE contiene materiales riesgosos o su funcionamiento es esencial posterior a un sismo, se modifica el factor de importancia debido a su categoría de riesgo (Soules, 2017). Lo anterior, al igual que en el CSCR 2010/14, influye en la magnitud de las fuerzas a considerar dentro del diseño.

## **2.6. Métodos de análisis**

### ***2.6.1. Escogencia del método de análisis***

En el caso de las estructuras que no clasifican como edificación, los métodos de análisis estructural aplicables varían con cada una de las subcategorías, sin embargo, en la mayoría es posible aplicar el método de fuerzas laterales (método estático) y el método dinámico lineal (ASCE, 2017). Estas dos metodologías, tal como se describen en el capítulo 7 del CSCR 2010/14, serán las utilizadas en este proyecto para la estimación de la demanda sísmica. Según la complejidad del caso, también es sugerido utilizar el método de respuesta en el tiempo. Al igual que con edificaciones, es necesario hacer una revisión inicial de las condiciones de la obra a diseñar antes de escoger el método de análisis para estimar la demanda sísmica.

Por ejemplo, en el caso de *otras estructuras* que se comportan similar a una edificación es necesario verificar tres puntos principales. El primero, es el acomodo de las masas que soporta la plataforma, luego la rigidez relativa de sus elementos y finalmente las irregularidades verticales y horizontales (ASCE, 2017). Esta metodología es similar a la de una edificación tradicional.

La misma norma de diseño indica que para *otras estructuras* que no se comportan similar a una edificación es necesario revisar siete aspectos (ASCE, 2017): 1) la geometría de la estructura, 2) la cantidad de soportes laterales, 3) el método de soporte de la carga permanente, 4) las irregularidades en la masa soportada, 5) las irregularidades que causen torsión, 6) las irregularidades en rigidez y resistencia y 7) si hay una respuesta conjunta (acoplada) de la masa soportada y la plataforma soportante de esta ante un sismo. Conforme se desarrolle la investigación se profundizará en la revisión de estos aspectos, los límites establecidos y sus implicaciones. Además, se compararán con los criterios presentes actualmente en el CSCR 2010/14 para verificar que sean válidos para otras estructuras.

### ***2.6.2. Método estático***

Este método se basa en la suposición de que el primer modo de oscilación es el que rige en la estructura analizada. Para asumir esto, se deben cumplir los requisitos de regularidad, tanto en altura como en planta de la sección 4.3. del CSCR 2010/14, además el número de pisos debe ser cinco o inferior y la altura no puede exceder 20m (CFIA, 2016). El método estático considera el efecto del sismo a través de un conjunto de fuerzas horizontales, de

carácter estático, aplicadas en cada nivel de la estructura y asume un comportamiento elástico lineal (CFIA, 2016). También, este procedimiento da por sentado que las fuerzas horizontales se distribuyen de manera triangular a lo largo de la altura, donde el punto donde se aplica la fuerza de mayor magnitud es el techo y el de menor es la base, donde se estima el cortante.

Con esta metodología es posible obtener tanto las fuerzas sísmicas por nivel como el cortante en la base y ambas dependen del peso de la estructura o sus niveles, de la altura y del coeficiente sísmico.

El cortante en la base se estima como la multiplicación del peso total  $W$  para efectos de sismo por el coeficiente sísmico, el cual depende de la importancia, la sobrerresistencia, la aceleración pico efectiva y el factor espectral dinámico según el suelo, la zona sísmica, la ductilidad y el periodo. La sección 7.4 del CSCR 2010/14 muestra las siguientes ecuaciones para la estimación del cortante basal y la fuerza sísmica horizontal.

$$V = C_s * W \tag{2.6-1}$$

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum_{k=1}^N W_k h_k} \tag{2.6-2}$$

Donde:

- $V$  = es el cortante en la base.
- $C_s$  = al coeficiente sísmico según el capítulo 5 del CSCR 2010.
- $F_i$  = la fuerza sísmica horizontal en cada nivel  $i$ .
- $h_i$  = la altura del nivel  $i$  sobre la base.
- $W_i$  = el peso sísmico para efectos de sismo de cada nivel.

Es importante mencionar que las propiedades involucradas en el cálculo del coeficiente sísmico como la ductilidad, sobrerresistencia e importancia no se suelen considerar iguales a las de edificaciones en el caso de otras estructuras (Soules, 2017). Por lo que es posible que los parámetros involucrados en el método varíen con respecto a los indicados en CSCR 2010/2014.

### **2.6.3. Método dinámico**

Este método, a diferencia del estático, considera el efecto de otros modos de oscilación en la estructura, calculando el porcentaje de participación que tiene cada uno de los modos en el comportamiento dinámico del sistema (Williams, 2003), razón por la cual también se le conoce como método de superposición modal espectral. Al igual que el método estático, este considera un comportamiento elástico y lineal de la estructura (CFIA, 2016), y representa la respuesta dinámica del sistema a través de los desplazamientos laterales de masas concentradas (simplificación de los niveles de la estructura) con una cantidad de grados de libertad, o modos de oscilación, igual a cantidad de masas (Williams, 2003).

A través de esta simplificación de análisis y las ecuaciones de movimiento, donde se incluye la rigidez del sistema  $K$ , la masa  $M$  y la frecuencia natural  $\omega$ , es posible encontrar el período natural  $T$  de cada modo, el componente de forma modal  $\phi$  y el factor de participación  $P$ . La ecuación dinámica en la que se basa la metodología se presenta a continuación (Williams, 2003).

$$\{0\} = ([K] - \omega^2[M])\{\phi\} \quad 2.6-3$$

Este método es aplicable tanto para estructuras regulares como irregulares en planta y sin diafragmas rígidos (CFIA, 2016), siempre y cuando se hagan modificaciones necesarias para que el modelo represente las condiciones del sistema (CFIA, 2016). A partir de esto es posible obtener tanto el coeficiente sísmico, el cortante basal y las deformaciones elásticas para cada modo de oscilación involucrado. En este caso se trabajará con estructuras con modos de oscilación separados entre sí y para combinar los resultados de cada modo de oscilación se deben tomar en cuenta dos aspectos principales según el Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2016).

- Para considerar el aporte de un modo, la masa efectiva oscilante debe ser mayor a un 90% de la masa total considerada en las solicitaciones sísmicas en cada dirección ortogonal.
- Para estructuras con períodos separados entre sí, el valor combinado se calcula como la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de lo obtenido en cada modo. De la siguiente manera:

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^M S_j^2} \quad 2.6-4$$

Donde:

- $S$  = el valor combinado para diseño, de alguna acción interna (cortante basal, reacción, desplazamiento, momentos, ...)
- $S_j$  = valores correspondientes de acciones internas para el modo de oscilación  $j$ .
- $M$  = cantidad de modos de oscilación con una masa efectiva mayor al 90%.

Por lo tanto, mediante esta metodología de análisis es posible determinar la demanda sísmica de *otras estructuras* que no necesariamente pueden ser estudiadas con el método dinámico dada su estructuración y comportamiento.

## 2.7. Publicaciones relacionadas

A parte de las fuentes en las que se concentra este trabajo de investigación, existen otras publicaciones y normas internacionales donde se discute y se presentan recomendaciones para el análisis, así como consideraciones técnicas y requisitos para *otras estructuras*. Se enumera a continuación bibliografía que no se revisó de forma detallada por limitaciones de tiempo y alcance, pero que podría resultar útil dados sus temas principales. Es importante mencionar que gran parte de estas publicaciones tratan con un tipo de estructura específico y no presentan métodos que se puedan aplicar de manera general al resto, que es uno de los objetivos a cumplir.

- Agencia Federal de Manejo de Emergencias FEMA (2005) *FEMA 460 Seismic considerations for steel storage rack located in areas accessible to the public*. Consejo de Seguridad Sísmica en Edificios: Estados Unidos de América.
- Sociedad Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes AASHTO (2015) *LRFD Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals*. Washington DC, Estados Unidos de América. American Association of State Highway and Transportation Officials.



- Instituto Americano de Concreto ACI (1998) *ACI 371R Guide to the analysis, design and construction of concrete pedestal water towers*. Estados Unidos de América.
- Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos ASME (2011) *ASME STS-J: Steel Stacks*. Nueva York, Estado Unidos de América.
- Institución Británica de Estándares (1996). *Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures*. Londres, Inglaterra.
- González, J. (1979) *Torres para Telecomunicación* (Tesis de pregrado). Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Maholtra, P., Wenk, T. y Wieland, M. (200) *Simple procedure for seismica analysis of liquid storage tanks*. Revista Internacional de Ingeniería Estructural IABSE, Edición 10.
- Martínez, J., Del Río Rodríguez, S. (2017) *Diseño Sísmico de un Tanque Elevado en Costa Rica*. Revista Hormigón y Acero. Volumen 68 (281), pp.31-43.
- Publicaciones varias de American Water Work Association AWWA respecto a tanques para almacenamiento de agua.
- Publicaciones varias de American Petroleum Institute (API) respecto a tanques con líquidos de origen fósil.
- Instituto de Fabricantes de Estanterías (racks) RMI (2012) *ANSI/RMI MH 16.1 Specification for the design, testing and utilization of industrial cantileverd storage racks*. Estados Unidos de América.

## **CAPÍTULO III. CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES**

### **3.1. Identificación y ejemplos**

El documento FEMA E-74 *Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage – A Practical Guide* (FEMA, 2012) describe que, para distinguir fácilmente un componente no estructural hay una serie de preguntas básicas. Estas interrogantes se pueden separar en tres puntos de vista generales: si hay peligro de pérdida de vidas, pérdida de funcionalidad o pérdida de propiedad. En otras palabras, según este documento es posible identificar si es un componente y su necesidad de diseñarlo ante fuerzas de sismo, según el nivel de riesgo que representan, las categorías de riesgo se enumeran a continuación.

#### ***3.1.1. Riesgo de pérdidas humanas***

La falla del elemento no estructural puede: ¿Lastimar a alguien?, ¿Afectar el suministro de sistemas esenciales?, ¿Bloquear rutas de escape?

Se recomienda que los *componentes no estructurales* que clasifican dentro de este escenario sean tomados como prioritarios a la hora de diseñarlos o al evaluar una estructura ya existente. Esto debido a que normalmente están ubicados en zonas donde va a haber flujo de personas ante un evento sísmico. Además, si fallan pueden poner en peligro la seguridad de los ocupantes de tal manera, que el hecho de que la estructura sismorresistente funcione correctamente pierde importancia.

En la Figura 16 se presenta un cielorraso que cayó sobre un pasillo de una escuela primaria en California, Estado Unidos, después de un sismo de 7.2 en la escala de Richter. En este caso, el colapso del cielorraso bloqueó una zona de paso regular. Cabe mencionar que, de no haber ocurrido el terremoto en período de vacaciones, probablemente habría tenido consecuencias mortales. Además, la institución permaneció cerrada debido a daños similares en otros cielos y sistemas de iluminación (FEMA, 2010).



**Figura 16.** Falla en cielorraso de un pasillo principal en una escuela de California, Estado Unidos  
Fuente: FEMA, 2010

De igual manera en la Figura 17, se puede apreciar que en la misma escuela primaria fallaron elementos de la precinta en la entrada de la edificación, encerrados en el óvalo rojo en la parte superior de la fotografía. Nuevamente, el desprendimiento de alguno de estos elementos (cielorraso y la precinta) en horario escolar, pudo haber ocasionado heridas de gravedad. También, cabe resaltar que se trata de una puerta principal, por lo tanto, es un punto de especial cuidado ya en un evento sísmico es esperable que la mayoría de los ocupantes transiten por este espacio.



**Figura 17.** Falla en cielorraso y la precinta en una escuela de California, Estados Unidos  
Fuente: FEMA, 2010

Algunos de los ejemplos de CNE que pueden entrar dentro de esta categoría de riesgo son los cielorrasos, las luminarias, los ventiladores, los rótulos (publicitarios fuera del recinto o informativos dentro del mismo), cornisas, decoraciones arquitectónicas en voladizo, tapicheles, enchapes de pared o fachadas, soportes de elementos cercanos a salidas como aires

acondicionados o tuberías, entre otros. Es de especial importancia a la hora de evaluar los elementos a diseñar, considerar los que estén en las rutas de emergencia, salidas principales y secundarias, zonas declaradas como seguras, escaleras de emergencia, puertas y pasillos principales.

### ***3.1.2. Riesgo de pérdida de propiedad o pérdida monetaria***

La falla del elemento no estructural puede: ¿Causar daño colateral a otros elementos de la propiedad? ¿Causar pérdidas monetarias significativas (por pérdida de funcionalidad o de activos)? ¿Dañar equipo costoso? ¿Afectar propiedades adyacentes?

En esta subdivisión de riesgo se identifican los componentes a diseñar según la afectación monetaria que pueda causar su falla. Como se mencionó en el capítulo anterior, gran parte de la inversión en las estructuras es en aspectos arquitectónicos. Por ende, si estos son susceptibles a la falla, el impacto económico de arreglarlos o la pérdida de valor en la propiedad pueden ser alarmantes según el elemento. Si bien el documento FEMA E – 74 (FEMA, 2012) menciona que esta categoría usualmente queda a criterio del propietario o cliente, se recomienda que el diseñador estructural encargado identifique los potenciales elementos en peligro junto al dueño y se discuta su diseño previo a su colocación.

Como ejemplos de esta categoría se presentan las siguientes dos fotografías. En la Figura 18 se muestra un equipo de aire acondicionado y otros componentes electromecánicos dañados después de un incendio. Este incendio fue causado por la falla de tuberías de gas a raíz de un sismo en Napa, California (FEMA, 2014). Por lo tanto, de esta imagen se deduce que se pierde una inversión significativa al no haber diseñado adecuadamente los soportes de las tuberías (componentes no estructurales); lo cual se pudo haber evitado en la etapa de diseño con un gasto menor.

De manera similar, la Figura 19 muestra una serie de estantes que se volcaron a raíz de un sismo. Estos contenían equipo informático de un centro de datos y al caer se dañaron, perdiendo así los datos almacenados (Porter, 2012). Esto implica un costo monetario significativo para la empresa, ya que es su principal servicio; por lo que tuvo que costear equipo nuevo y compensar a los clientes afectados. Nuevamente, se pudo haber evitado con la identificación del riesgo monetario en la etapa de diseño.



**Figura 18.** Equipo dañado después de incendio a causa de falla en tuberías por sismo  
Fuente: FEMA, 2014



**Figura 19.** Estantes con equipo dañado por sismo en un centro de manejo de datos  
Fuente: DataCenterKnowledge.com, 2012

En resumen, los ejemplos de esta categoría dependen en gran parte de la función del edificio. Se busca salvaguardar elementos que, de presentar una falla, podrían afectar considerablemente otros elementos costosos, como tuberías que provoquen incendios o daños por agua (el costo de arreglar yeso humedecido es elevado), equipo electromecánico elevado o sensible a vibraciones, divisiones livianas, estantes con mercadería, equipos u otros artefactos de alto valor económico. Asimismo, entran dentro de este grupo elementos ya mencionados como cielorrasos, ventiladores suspendidos o luminarias que al caer afecten la estructura de tal manera que se reduzca su valor.

### ***3.1.3. Riesgo de pérdida de funcionalidad***

La falla del elemento no estructural puede: ¿Interrumpir la operación del inmueble? ¿Afectar indirectamente otros elementos que comprometan la funcionalidad? ¿Poner en peligro el suministro de electricidad o agua?

En este caso, la manera de identificar los *componentes no estructurales* a diseñar va ligado mayormente a que su falla no permita que la edificación cumpla su función de servicio. Esto aplica a hospitales y centros que deban funcionar a toda hora después de catástrofes (FEMA, 2012), como estaciones de bomberos, de policía e incluso centros financieros. Sin embargo, esta categoría aplica a cualquier otra edificación en la cual el cliente o el diseñador deseen que no pierda su funcionalidad; ya que puede causar pérdidas monetarias más significativas que en la categoría anterior. Es por esto, que FEMA E – 74 (FEMA, 2012) enfatiza que esta subdivisión de riesgo es la segunda más importante, después del riesgo de pérdidas humanas.

Nuevamente, una falla que implique la pérdida de funcionalidad de la edificación le resta importancia al esfuerzo realizado en el diseño sismorresistente de la estructura principal, cuyo objetivo era mantenerla en servicio constante. En la Figura 20 se puede observar el desprendimiento de un cielorraso debido a un terremoto. Una deficiencia como esta deja temporalmente obsoleto cualquier servicio dentro del edificio. Por ejemplo, si en un hospital ocurre una situación semejante a la mostrada, los servicios esenciales de salud post emergencia se verían discontinuados y se desaprovecha que la estructura principal siga en pie dado su diseño contra sismo. Lo mismo sucedería con la falla en el servicio de aire acondicionado o si los elevadores se descarrilan con el movimiento lateral.



**Figura 20.** Falla en el cielorraso a causa de un sismo  
Fuente: weinsteinconstruction.com, 2018

De manera similar, en la Figura 21 se muestra como la falla de un *componente no estructural* limita la prestación de servicios a una estructura sismorresistente capaz de tolerar un sismo de una magnitud de 7.8 en Wellington, Nueva Zelanda. Según el noticiero neozelandés Stuff (2016) el sismo ocurrió en un período donde no había personas presentes, pero de haber ocurrido en otro momento las consecuencias habrían sido mortales. La piscina pública comunitaria fue cerrada por un período prolongado (Stuff, 2016) a pesar de que la estructura principal estaba en pie y sin problemas. Lo anterior confirma que la pérdida de funcionalidad es una justificación de peso para la selección de componentes a diseñar.



**Figura 21.** Falla en ductos de aire acondicionado en una piscina en Nueva Zelanda  
Fuente: stuff.co.nz, 2016

En resumen, dentro de esta categoría de riesgo se encuentran objetos como generadores de emergencia, tanques de distribución, paneles de control, tuberías de aire acondicionado, tuberías suspendidas de agua, para la mitigación de incendios o aguas residuales. También se incluyen los contenedores de materiales peligrosos y tóxicos, elevadores, cintas transportadoras y demás *componentes* que sean esenciales para que la estructura preste sus servicios habituales. A la hora de identificarlos se recomienda dar atención especial a los *componentes* críticos de hospitales y otros servicios de emergencia.

#### ***3.1.4. Listado de componentes***

A continuación, se mostrará un listado de los principales *componentes no estructurales* identificados a lo largo de la investigación basados mayormente en el documento FEMA E -74 y la norma ASCE 7 -16 (Ver Cuadro 3, Cuadro 4, Cuadro 5 y Cuadro 6). Esta lista puede funcionar como una herramienta de consulta rápida para verificar que deben ser diseñados. Sin embargo, si un elemento no aparece en los siguientes cuadros, pero entra dentro de alguna de las categorías de riesgo anteriores, deberá ser considerado como un *componente no estructural*.

**Cuadro 3.** Ejemplos de *componentes no estructurales* arquitectónicos

Divisiones livianas (Yeso, losetas, vidrio, metálicas, etc.) cubículos de oficina	Escaleras, pasillos o rampas que no sean parte del sistema sismorresistente	Anclajes de equipo pesado como monitores y demás (peso $\geq$ 10 kg)
Parapetos	Áticos que no sean parte del sistema sismorresistente	Estanterías industriales o <i>racks</i>
Tapicheles y cornisas	Rótulos y similares sobre rutas de escape	Libreros, casilleros y estantes permanentes
Ventanales	Tapias	Equipo de laboratorio
Estibas	Ornamentos sobre pasillos	Estructuras en voladizo decorativas (techos sobre pasillos o entradas)
Luminarias suspendidas	Apéndices decorativos	
Cielorrasos de cualquier material	Chimeneas	

**Cuadro 4.** Ejemplos de *componentes no estructurales* electromecánicos

Ventiladores, equipos de aire acondicionado, calefacción y ventilación	Motores, turbinas, bombas, válvulas de presión, compresores	Elevadores, escaleras eléctricas y sus componentes
Sistemas de distribución mecánicos con marco/enchapado metálico	<i>Chillers</i> y otros sistemas de enfriamiento comercial/industrial	Generadores, baterías, transformadores e inversores
Calderas, hornos, tanques, condensadores, radiadores, evaporadores industriales	Centros de control de equipo, tableros eléctricos y similares metálicos	Equipo de comunicación y computadoras
Equipo de manufactura	Luminaria general	Chimeneas de enfriamiento
Torres eléctricas y de enfriamiento	Separadores de aire	Recipientes presurizados
Otros equipos esenciales para el funcionamiento de la estructura	Plantas de emergencia	Componentes mecánicos que contengan materiales tóxicos

**Cuadro 5.** Ejemplos de *componentes no estructurales* con aislamiento de vibraciones

Sistemas o componentes aislados con neopreno	Equipo suspendido aislado contra vibraciones
Pisos aislados con neopreno y suspensión elastomérica	Pisos aislados ante vibración con suspensión elastomérica
Sistemas o componentes aislados con resortes	Sistemas o componentes aislados internamente

**Cuadro 6.** Ejemplos de *componentes no estructurales* de sistemas de distribución

Tuberías que cumplen o no con ASME B31	Ductos eléctricos (incluidos componentes en línea)	Conductos eléctricos y bandejas para cables
Elementos en línea, empalmes, acoples a presión de tuberías	Tuberías y tuberías suspendidas	Ductos de materiales con alta y baja deformabilidad
Ductos metálicos y fontanería	Bandas transportadoras	Sistema contra incendio



\*Nota para todos los cuadros: Si bien no se menciona los anclajes y riostras para cada elemento, cabe destacar que estos deben ser diseñados para soportar la misma fuerza o mayor que el elemento que está soportando.

Finalmente, es necesario recordar que el principal requisito para clasificar un elemento como un *componente no estructural*, es que debe pesar menos del 25% del peso efectivo sísmico de la estructura. En caso contrario, aunque aparezca en el listado anterior, se deberá tratar como una estructura que no clasifica como edificación (ASCE, 2011).

## **3.2. Lineamientos para su análisis**

### ***3.2.1. Objetivos de desempeño***

Los lineamientos de diseño a exponer en esta sección tienen asociados una serie de objetivos de desempeño esperables. Según el ASCE 7, estos se subdividen en dos categorías principales; la primera aplica para la mayoría de los componentes no estructurales, donde la importancia se toma como 1.0. Mientras que la segunda es válida para elementos considerados como de funcionalidad esencial o que no entran dentro de la categoría general; donde la importancia se toma como 1.5 (FEMA, 2012).

Por una parte, para una importancia de 1.0 (es decir que se diseña con el sismo de diseño normal); en el caso de un sismo de magnitud leve, se espera que no haya daños significativos ni pérdida de funcionalidad (FEMA, 2012). Mientras que para una magnitud moderada de actividad sísmica sí se espera cierta cantidad de daño y algunos elementos pueden resultar con su funcionalidad comprometida. Finalmente, para el sismo de diseño es posible que ocurran afectaciones considerables, se evita el riesgo de caída de componentes y la pérdida de funcionalidad es más probable (FEMA, 2012).

Por otra parte, los componentes que se diseñan con una importancia de 1.5 (es decir que se diseñan con el sismo máximo de periodo de retorno de 2475 años) son aquellos en los que se busca que no haya daño después del evento sísmico de diseño, a diferencia de los casos cuando se considera la importancia de 1.0. Asimismo, se pueden diseñar para que mantengan su funcionalidad al 100% después del sismo (FEMA, 2012). Los elementos que clasifican dentro de esta categoría se resumen en los que contengan material peligroso, estén dentro de estructuras esenciales o requieran permanecer funcionales (FEMA, 2012). En el caso de Costa Rica, el CSCR 2010/14 indica que los valores de importancia deben tomarse de la tabla 4.1 y dependen de la categoría de ocupación de la estructura.

### **3.2.2. Excepciones**

Si bien las categorías de riesgo no aplican para Costa Rica, como se mencionó en el marco teórico se puede tomar como referencia no oficial que las categorías C y D son las que se presentan en el país. Se recomienda hacer la equivalencia con el fin de definir las excepciones que aplican. Las provisiones presentadas no aplican ni son obligatorias para los siguientes casos (ASCE, 2012):

- Muebles, excepto estantes, armarios y similares de más de 1.80 m de altura (FEMA, 2012).
- Equipo temporal o movable.
- Componentes arquitectónicos en la categoría B, aparte de los parapetos, tiene una importancia de 1.0.
- Componentes eléctricos y mecánicos en la categoría B.
- Componentes eléctricos y mecánicos en la categoría C donde se cumpla alguna de las siguientes condiciones:
  - i. La importancia del componente sea 1.0 y esté anclado correctamente (sin depender de la fricción por gravedad) a la estructura.
  - ii. El componente pesa menos de 10 kg o tiene una carga distribuida menor a 5 kg/m.
- Componentes eléctricos y mecánicos en las categorías D, E o F que estén correctamente anclados a la estructura (sin depender de la fricción por gravedad) donde se cumple alguna de las siguientes condiciones:
  - i. Si el componente pesa 180 kg o menos, con un centro de gravedad a 1.2 m (o menos) del nivel de piso asociado. Además, debe tener conexiones flexibles entre el componente y los ductos, tuberías y ductos eléctricos asociados, además de una importancia de 1.0.
  - ii. El componente pesa menos de 10 kg o tiene una carga distribuida menor a 5 kg/m.
- Sistemas de distribución en las categorías D, E y F a excepción de conductos, bandejas de cableado, sistemas de ductos y tuberías. Donde los componentes en línea como válvulas, bombas suspendidas deberán ser considerados como componentes discretos y anclados considerando la carga tributaria del sistema de distribución adjunto.

### 3.2.3. Demanda sísmica

El Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014) en el capítulo 14 indica que existen dos maneras de estimar la fuerza total de diseño horizontal  $F_p$  (ecuaciones 3.2-1 y 3.2-2), las cuales son semejantes a las presentadas en la norma ASCE 7-16. La primera ecuación representa la manera más detallada de obtener la fuerza horizontal de diseño. Mientras que la segunda es una versión simplificada, que generalmente da resultados mayores. Además,  $F_p$  debe mantenerse dentro de los márgenes presentados en la expresión 3.2-3.

$$F_p = \frac{X_p a_{ef} I_p}{R_p} \left( 1 + 2 \frac{h_x}{h_r} \right) W_p \quad 3.2-1$$

$$F_p = 4.0 a_{ef} I_p W_p \quad 3.2-2$$

$$0.75 a_{ef} I_p W_p \leq F_p \leq 4.0 a_{ef} I_p W_p \quad 3.2-3$$

Donde:

- $W_p$  = peso total del componente o sistema en consideración
- $a_{ef}$  = aceleración pico efectiva obtenida según el capítulo 2 del CSCR 2010/14.
- $X_p$  = factor de amplificación del componente o sistema con un rango de 1.0 a 2.5, obtenido de tablas. (14.1. en caso del CSCR 2010/14, denominado  $a_p$  en el ASCE 7 – 16 tablas 13.5-1 o 13.6-1)
- $R_p$  = factor de modificación de la respuesta del componente con un rango de 1.0 a 12.0, obtenido de tablas. (14.1. en el caso del CSCR 2010/14, 13.5-1 o 13.6-1 en el ASCE 7 – 16)
- $I_p$  = importancia del componente o sistema. (Obtenido de la tabla 4.1. en el CSCR 2010/14 y de la sección 13.1.3. en la especificación ASCE 7 – 16)
- $h_x$  = elevación del anclaje del componente respecto a la base de la edificación. En caso de estar debajo de la base, se toma  $h_x = 0$ . La relación  $h_x/h_r$  debe ser menor a 1.0.
- $h_z$  = elevación promedio del techo de la edificación respecto a la base.

Es necesario resaltar que estas ecuaciones aplican para edificaciones con período corto (ASCE, 2012), el cual se considera como el caso principal en Costa Rica. Para edificación de

período largo se recomienda revisar detalladamente la sección 13.3. del ASCE 7 – 16 y su comentario.

Según FEMA E-74 (FEMA, 2012) la fuerza horizontal de diseño depende del *componente*, sus anclajes y su ubicación. De manera más específica, su estimación está en función del peso, la flexibilidad, la ductilidad, la dureza y la importancia del *componente* y sus conexiones. Así como de la altura de la estructura, el tipo de suelo y su aceleración según su ubicación (FEMA, 2012).

### **3.2.4. Comparación entre la especificación ASCE 7 – 16 y el CSCR 2010/14**

Al comparar los capítulos de diseño de *componentes no estructurales* de ambos textos se puede concluir que las ecuaciones para estimar la fuerza horizontal  $F_p$  son equivalentes en ambos códigos. En el caso norteamericano la expresión  $0.4S_{ds}$  es equivalente a la aceleración pico efectiva del CSCR 2010/14, mientras que todos los demás términos de las ecuaciones 3.2-1 y 3.2-2 son semejantes, así como los límites superior e inferior propuestos en 3.2-3. De manera similar, las constantes utilizadas en la tabla 14.1. del CSCR 2010/14 para  $X_p$  y  $R_p$  son iguales a las propuestas en el ASCE 7 – 16 (Cuadro 30, Cuadro 31 y Cuadro 32) para cada componente.

Sin embargo, la diferencia principal entre ambas metodologías es el valor de la importancia  $I_p$  de cada componente. El CSCR 2010/14 se rige por la tabla 4.1 donde el factor  $I_p$  es 1.0 únicamente para instalaciones misceláneas (categoría E), mientras que para los demás casos es 1.25 y para edificaciones esenciales o riesgosas es de 1.5. Al contrario, el ASCE 7 – 16 propone únicamente dos valores, 1.0 y 1.5. Donde se toma 1.5 solo si el elemento cumple con alguna de las siguientes cuatro condiciones (ASCE, 2017):

- i. El funcionamiento del componente es requerido para efectos de seguridad de vida humana después de un sismo. Esto incluye sistemas de rociadores contra incendio y escaleras de emergencia o egreso.
- ii. El componente transporta, contiene o soporta sustancias tóxicas, altamente tóxicas o con potencial explosivo, donde la cantidad de material en cuestión excede el límite de riesgo permitido y sea suficiente para representar un riesgo para el público si se libera.
- iii. El componente está dentro de o adherido a una estructura de categoría de riesgo IV (estructura esencial, como hospital, refugio, estación de bomberos) y se necesita

para continuar la operación de la edificación, o su falla pueda perjudicar el funcionamiento de la misma.

- iv. El componente transporta, contiene o soporta sustancias peligrosas y está sujeto a una estructura clasificada como de ocupación riesgosa por la autoridad pertinente.

Para todos los demás *componentes no estructurales* el factor de importancia  $I_p$  se debe tomar como 1.0 (ASCE, 2017). Cabe destacar que condiciones similares son propuestas por el Eurocódigo 8 (Mondal y Jain, 2005).

Por ende, al compararlo con el CSCR 2010/14 se puede observar que para los casos donde se toma la importancia como 1.5 (esenciales y riesgosas) ambos son equivalentes. Sin embargo, para las categorías C y D del CSCR 2010/14, edificaciones de ocupación especial y normal respectivamente (clasificación de la mayoría de las edificaciones en el país), se tiene un valor de  $I_p$  de 1.25 contra el 1.0 propuesto por el ASCE 7 – 16. Esto se puede traducir a que las fuerzas de sismo utilizadas en el diseño son un 25% mayores a las obtenidas con la especificación norteamericana. Esto tiene implicaciones económicas significativas y podría tener como consecuencia que en Costa Rica no se aplique el diseño de *componentes no estructurales* debidamente por evitar sobrecostos.

La especificación ASCE 7 – 16 tiene como base numerosas investigaciones sobre componentes estructurales, su comportamiento bajo sismo tanto en simuladores como archivos de experiencias en terremotos reales. Razón por la cual sus valores se ajustan con mayor exactitud a la realidad de la estructura. Por lo tanto, tomando en cuenta que la disponibilidad de recursos económicos para construcción en Costa Rica es menor que la de Estados Unidos, se podría considerar disminuir la importancia. No obstante, los métodos constructivos y mano de obra no son de la misma calidad en ambos países. Asimismo, la falta de mantenimiento presente en Costa Rica probablemente acelera la degradación de la estructura y sus componentes.

Esto último puede justificar un mayor factor de importancia para la misma categoría de estructuras en Costa Rica, ya que funciona como un método preventivo y conservador, ante la variabilidad de la mano de obra y mantenimiento del sistema. Por lo tanto, se le daría más peso a salvaguardar la integridad de los componentes y por ende a los ocupantes de la edificación, que, al costo constructivo, el cual se mantendría igual. Sin embargo, se recomienda discutir a fondo las diferencias y el valor adecuado de  $I_p$  ya que un cambio de 25% tiene un peso considerable en el resultado final del diseño.

A parte de la diferencia en el factor de importancia, la especificación ASCE 7 – 16 propone diseñar el componente para una fuerza vertical concurrente a la horizontal obtenida con la ecuación 3.2-4 (ASCE, 2012). Esta fuerza vertical, según la explicación del comentario, aplica a todos los *componentes no estructurales* por igual. Se recomienda que se considere su inclusión en el Código Sísmico de Costa Rica, esto debido a que la revisión de esta fuerza vertical implica seguridad adicional y permite comprobar si se trata o no de un elemento sensible a la fuerza vertical. Además, al combinarse esta fuerza sísmica con la carga permanente del *componente* (combinación última 3 del CSCR 2010/14), el efecto en la estructura puede ser considerable.

$$F_v = 0.5a_{ef}W_p \quad 3.2-4$$

Otra diferencia importante es que el CSCR 2010/14 da la posibilidad de obtener la fuerza  $F_p$  con las ecuaciones 3.2-1 y 3.2-2, mientras que el ASCE 7 – 16 se limita a la primera y al igual que en el CSCR 2010/14 la expresión 3.2-2 se mantiene como límite superior de fuerza de diseño. La fuerza horizontal tiene una distribución trapezoidal (ASCE, 2012), donde el límite inferior de 3.2-3 representa lo experimentado en la base de la estructura con una aceleración similar a la del suelo. Mientras que el rango superior representa la fuerza experimentada en el punto más alto de la estructura, que puede ser hasta tres veces mayor a la de la base en el caso de estructuras de baja y mediana altura (ASCE, 2012).

Este comportamiento entre límite superior e inferior se mantiene en la metodología para componentes no estructurales de diferentes países. En el Eurocódigo 8, el código estadounidense IBC y el código de diseño sísmico neozelandés NZS comparten esta relación en sus límites, donde la fuerza en la parte superior triplica la de la base (Mondal y Jain, 2005). Es por esta razón que, estimar directamente el valor de  $F_p$  con esta expresión puede resultar en un sobre diseño significativo del *componente* y sobrecostos. No obstante, su utilidad yace principalmente en el hecho de que se puede utilizar en casos donde se desconozcan los valores de altura o cuando las constantes  $X_p$  y  $R_p$  no se encuentren disponibles para el *componente* en cuestión.

Adicionalmente, el capítulo 14 del CSCR 2010/14 no tiene un apartado donde se detalle específicamente como diseñar las conexiones o apoyo de los *componentes no estructurales*, lo cual es necesario incluir. También hay un faltante de detallado para ciertos elementos típicos (conexiones de cielos, paredes divisorias, luminarias, etc.), que podrían mejorar

sustancialmente su desempeño sísmico sin representar un mayor esfuerzo en el diseño o sobrecosto. El ASCE 7 – 16 tiene apartados donde se detalla cómo analizar ciertos *componentes* comunes, mientras que FEMA E – 74 expone recomendaciones gráficas del detallado, que se expondrán en la sección 3.3. Además, en la siguiente sección se propondrá un método para obtener las fuerzas de sismo de los anclajes de estos elementos.

### **3.2.5. Conexiones y anclajes de componentes no estructurales**

Como se mencionó anteriormente, el capítulo 14 del Código Sísmico de Costa Rica revisión 2014 no incluye una sección en la que se detalle cómo deben ser las conexiones de *los componentes no estructurales* a la estructura principal. Es necesario destacar que el tiempo invertido en diseñar el elemento se puede desaprovechar si su anclaje o unión no es capaz de superar la misma fuerza sísmica o superior que la de los *componentes* adjuntos. A pesar de lo anterior, el CSCR 2010/14 tiene recomendaciones para otros casos que se pueden ser aplicables a *elementos no estructurales*.

La sección 10.6.1.7 del capítulo de requisitos para acero estructural del CSCR 2010/14 indica que los elementos y conexiones que formen parte del sistema sismorresistente deben cumplir con la sección 10.4.3 del mismo código. Este apartado señala que éstas deben ser dimensionadas con una carga sísmica amplificada,  $CS_a$ . La carga sísmica amplificada se define como el producto de la carga sísmica y la sobrerresistencia SR (CFIA, 2016). En este caso la carga sísmica para un componente sería la fuerza lateral de diseño  $F_p$  discutida anteriormente, en vez de la carga sísmica definida en el capítulo 6 del CSCR 2010/14.

Sin embargo, la limitante principal al aplicar este método acorde a los lineamientos del CSCR 2010/14, es el hecho de que la sobrerresistencia está definida únicamente para sistemas estructurales propios de una edificación. Es decir, el código costarricense no propone un valor de SR *para componentes no estructurales* o estructuras que no clasifiquen como una edificación. Al contrario, el ASCE 7 – 16 en su capítulo 13 propone valores de SR para cada uno de los *componentes*, mostrados en las tablas 13.5-1 y 13.6-1 de este código junto a los valores de  $X_p$  y  $R_p$  para estimar  $F_p$ . Los valores sugeridos por ASCE 7-16 se presentan en el Cuadro 31 y Cuadro 32 del anexo al final del trabajo.

Por otra parte, el ASCE 7 – 16 propone que los anclajes de concreto se diseñen con el capítulo 17 del ACI 318: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, mientras que en los anclajes en mampostería se utilice el TMS 402: Requisitos y Especificaciones para

Estructuras de Mampostería, donde se debe diseñar para que gobierne el esfuerzo cortante o en tensión en un elemento de acero dúctil (ASCE, 2012). Sin embargo, expone también en la sección 13.4.2. que es permitido diseñarlos para que resistan la fuerza  $F_p$  multiplicada por la sobrerresistencia  $\Omega_0$  (equivalente a SR), asimismo la tabla 13.5.1 y 13.6.1. cuentan con notas al pie que indican que es requerido utilizar  $\Omega_0$  (SR) para anclajes no dúctiles a concreto o mampostería (ASCE, 2018).

Por lo tanto, se recomienda estudiar la opción de adoptar para el capítulo 14 del código costarricense estos lineamientos; tanto del capítulo 10 del CSCR 2010/14, así como del capítulo 13 del ASCE 7 – 16. Para lo anterior, es necesario incluir los valores de sobrerresistencia para componentes no estructurales en el Código Sísmico de Costa Rica, basados en los propuestos por el ASCE 7 – 16.

En caso de que se acepte utilizar la metodología descrita para obtener esta fuerza, se podría incluir una expresión similar a la ecuación 3.2-5 para estimar la fuerza de diseño para anclajes (he ahí la razón del subíndice “p a”, “a” de anclaje), la cual está basada en lo propuesto por ambos códigos estudiados para estas conexiones. También es recomendable denominar la sobrerresistencia SR de los *componentes no estructurales* con el subíndice “p” ( $SR_p$ ). Esto con el fin de que sea consistente con la denominación de la fuerza  $F_p$  y la importancia  $I_p$ , ya existente en el CSCR 2010/14, y así no se confunda con la respectiva a los sistemas sismorresistentes de las edificaciones.

$$F_{pa} = SR_p F_p \quad 3.2-5$$

Los valores asociados de ( $SR_p$ ) se presentan en el Cuadro 31 y el Cuadro 32 del anexo.

### **3.3. Recomendaciones específicas de diseño y detallado**

En esta sección se expondrán recomendaciones y propuestas de detallado para *componentes no estructurales* comunes en el país, basado en lo expuesto por la guía FEMA E-74 para reducir riesgos de daño no estructural (FEMA, 2012), ya que se ha demostrado que son efectivos en eventos sísmicos reales. Es necesario destacar que los esquemas y fotografías presentadas son solo una recomendación, por lo que es importante que el diseñador verifique si los materiales propuestos pueden soportar las fuerzas reales a las que está sometido el componente en cuestión. De igual manera, se sugiere discutir si son aptos para complementar el capítulo 14 del CSCR 2010/14.



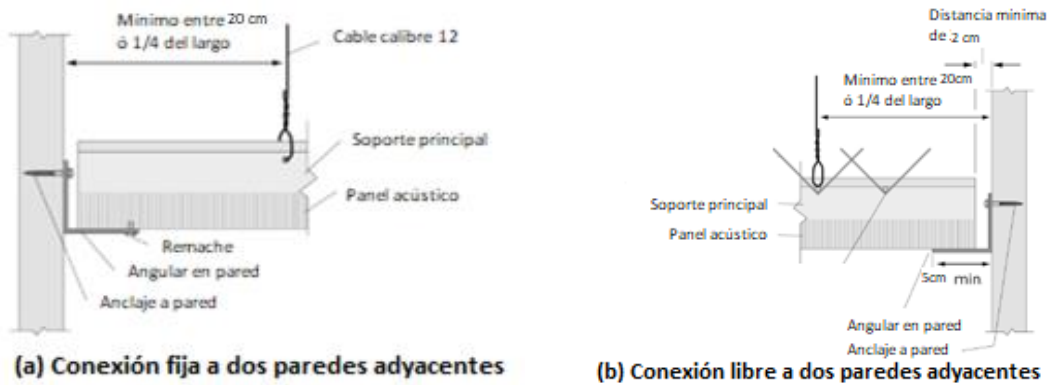
### **3.3.1. Componentes arquitectónicos**

#### *3.3.1.1. Cielos*

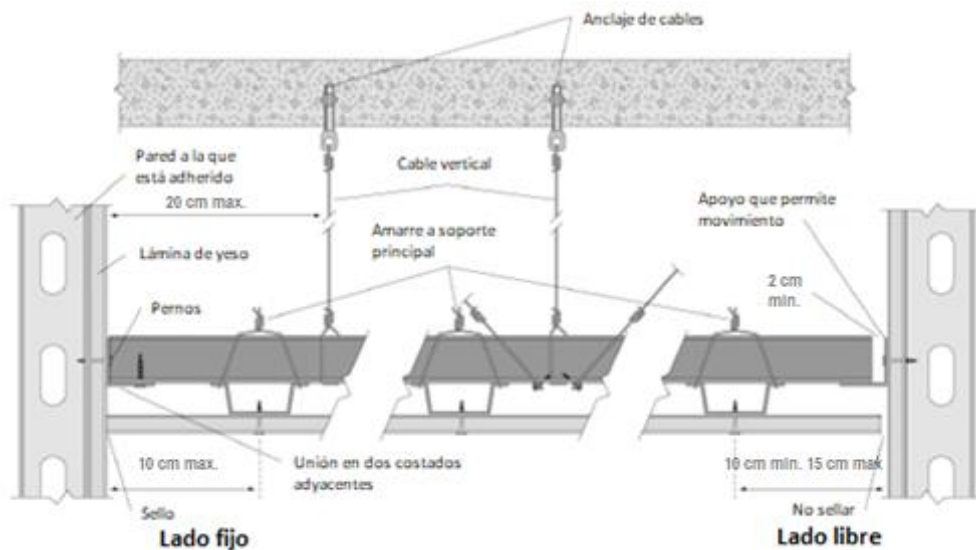
Los cielos suspendidos a los cuales se hace referencia son de uso común en el país en centros educativos, oficinas, hospitales, aeropuertos y viviendas. Éstos generalmente son láminas de yeso ligero apoyados sobre cuadrículas de reglas de aluminio o algún otro metal equivalente. El punto crítico que hace fallar a los cielorrasos es el movimiento diferencial que experimentan respecto a elementos estructurales, divisiones no estructurales y elementos adheridos como tuberías, aspersores e iluminaria (FEMA, 2012). Asimismo, el movimiento generado por tuberías no arriostradas correctamente, ductos mecánicos o iluminaria que estén adheridos al cielo pueden deteriorarlo (FEMA, 2012). Cabe mencionar que es de especial importancia la relación entre el cielo y los aspersores del sistema contra incendio, ya que está demostrado que su falla puede perjudicar sistemas vitales y generar pérdidas económicas en términos de acabados arquitectónicos.

La primera recomendación es añadir riostras independientes adicionales al sistema de cuadrícula para restringir su movimiento lateral, así como añadir cables de seguridad a luminarias y aspersores para que su falla no afecte el cielorraso (FEMA, 2012). Los siguientes esquemas a mostrar, son recomendados para cielos con un peso de hasta  $19.5 \text{ kg/m}^2$  ( $4\text{lb/pie}^2$  en el documento original) y áreas de cobertura mayores a  $90\text{m}^2$  ( $1000 \text{ pies}^2$  originalmente) aunque se expone que en estudios con mesas vibratorias se ha demostrado que no es recomendado tener reglas metálicas sin arriostrar por más de 9m de longitud (FEMA, 2012). A pesar de lo anterior, esta norma expone que un arriostramiento contra sismo como el que será mostrado no es requerido para cielos con cobertura menor a los  $13\text{m}^2$  según FEMA (2012).

De manera general, la guía FEMA E-74 (FEMA, 2012) sugiere que, dentro de la planta de cuatro lados, haya dos paredes adyacentes donde las reglas estén fijadas a las mismas. Mientras que en los otros dos lados la conexión con la división o muro debería permitir el movimiento de la estructura con una apertura del al menos 2cm. Lo anterior se logra atornillando un lado y colocando un cable rigidizador en dos lados, mientras que en los otros solo se utiliza el cable, como se ejemplifica en la Figura 22. Para casos con cielos suspendidos más pesados, por ejemplo, cuando se trata de materiales como láminas de fibrocemento y aislante, las sugerencias son similares, pero con materiales más resistentes. En la Figura 23 se muestra la alternativa en los bordes de la estructura soportante.

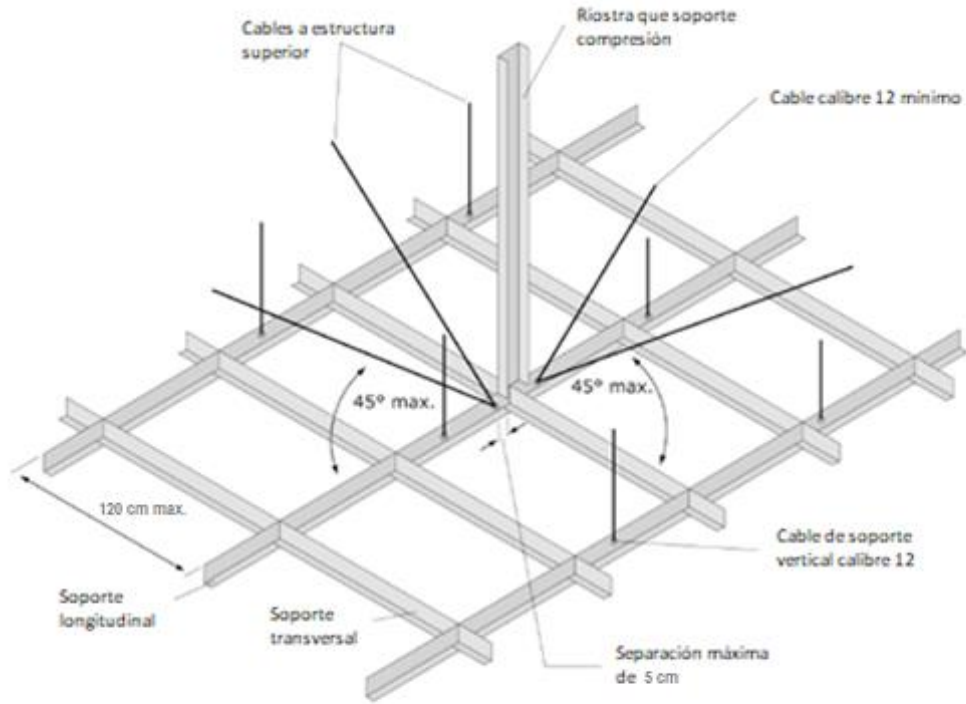


**Figura 22.** Detalle del borde de las conexiones del sistema del cielorraso a las paredes  
Fuente: FEMA 2012  
Modificado por: Stalder, 2018



**Figura 23.** Detalle del borde de las conexiones del sistema del cielorraso pesado a las paredes  
Fuente: FEMA 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

De igual manera, para darle estabilidad al sistema se propone utilizar cuatro cables inclinados alrededor de las reglas de aluminio verticales que unen el cielo con el entrepiso. En la Figura 24 se observa el sistema general propuesto (FEMA, 2012), mientras que en la Figura 25 se detallan las propuestas para conectar dichos cables al entrepiso. Cabe mencionar que para madera y láminas portantes metálicas la solución es similar, solo que se usan tornillos en vez de anclajes. Finalmente, el esquema de la Figura 26 sugiere una distribución en planta y se ubica cada uno de los detalles mencionados anteriormente y da espaciamientos sugeridos de los mismos.

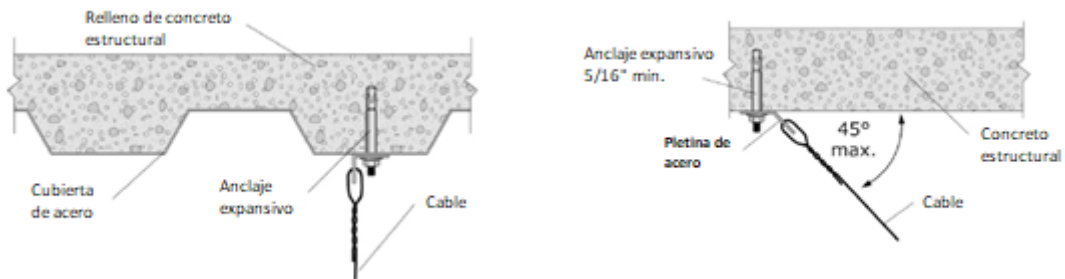


Nota: Las riostras que soportan compresión no deberán reemplazar a los cables. Dichas riostras se componen de secciones de acero unidas a los soportes longitudinales del ciclo con tornillos. Su dimensionamiento dependerá del espaciamiento entre las mismas.

**Figura 24.** Esquema de cables rigidizadores a nivel vertical

Fuente: FEMA, 2012

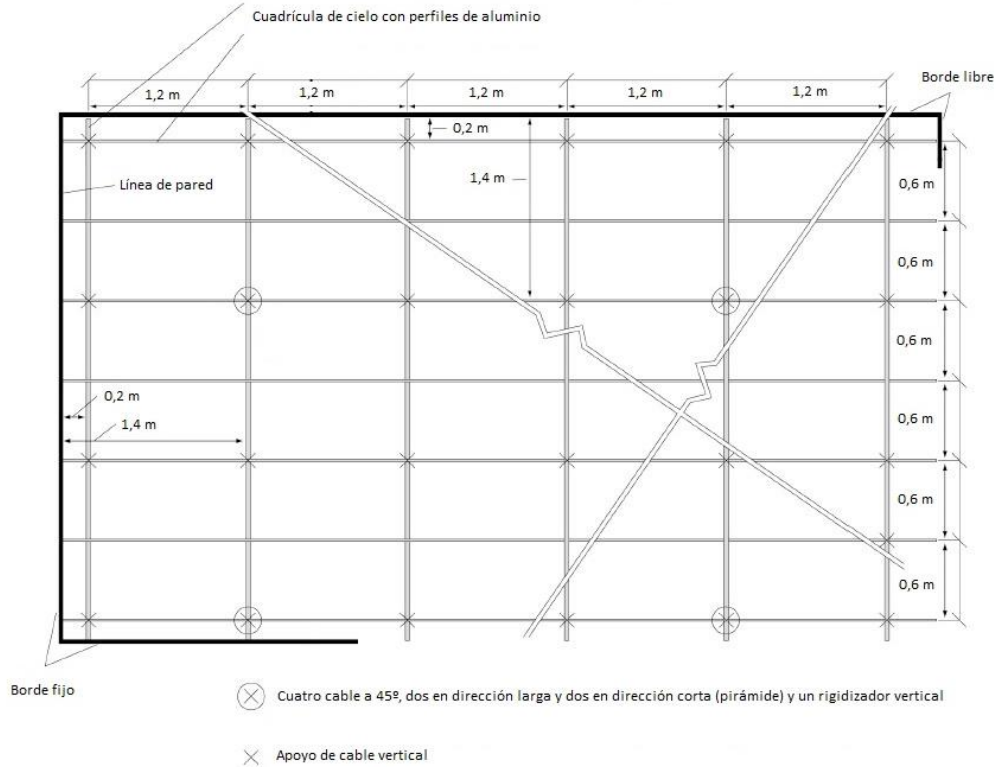
Modificado por: Stalder, 2018



**Figura 25.** Esquema de las uniones del cable al entrepiso

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018



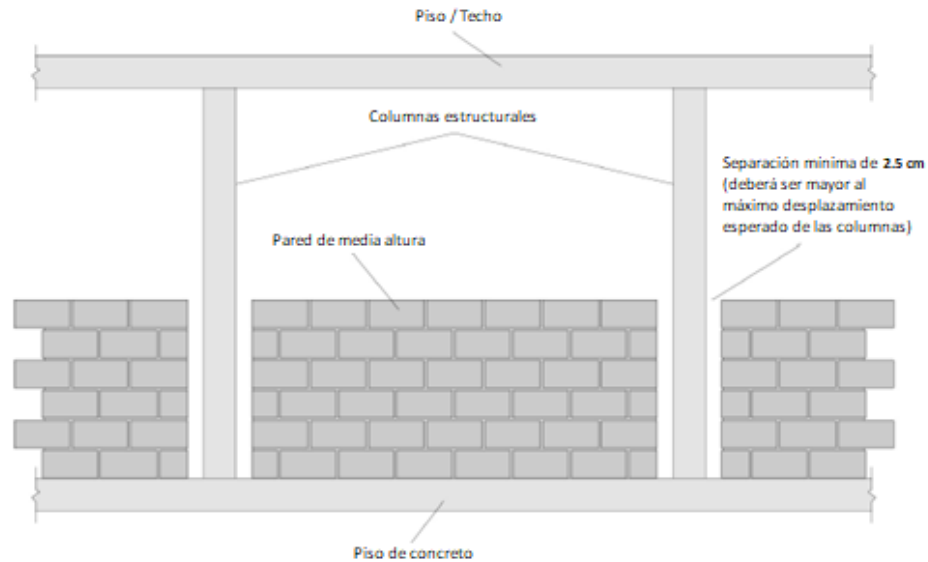
**Figura 26.** Esquema final de la distribución en planta de las medidas propuestas  
Fuente: FEMA, 2012

### 3.3.1.2. Divisiones no estructurales

Las divisiones no estructurales pueden ser pesadas o livianas. El primer grupo incluye los muros de mampostería, ya sea con bloques o ladrillos (FEMA 2012), mientras que las livianas, comúnmente utilizadas en el país, incluyen paredes de yeso, madera u otros. En ambos casos, los elementos son susceptibles a las derivas de cada nivel de la estructura, por lo que la solución general es darles movilidad controlada o restringirlos contra volcamiento en el plano (FEMA, 2012). Es importante mencionar que hay que prestarle especial atención a su detallado en caso de que sostengan otros componentes como tuberías, estanterías o instalaciones eléctricas que puedan afectar la seguridad humana al fallar.

En el caso de divisiones pesadas, como muretes de mampostería que lleguen a la mitad de la altura, se sugiere que se deje un espacio entre los elementos sismorresistentes y el muro para que actúe como junta y permita movilidad durante el sismo (FEMA, 2012). Lo anterior se muestra en la Figura 27, donde especifica que debe ser una junta 2.5 cm mínimo, pero lo ideal es que se calcule el valor estimado de la deriva. Para el caso de divisiones pesadas que lleguen

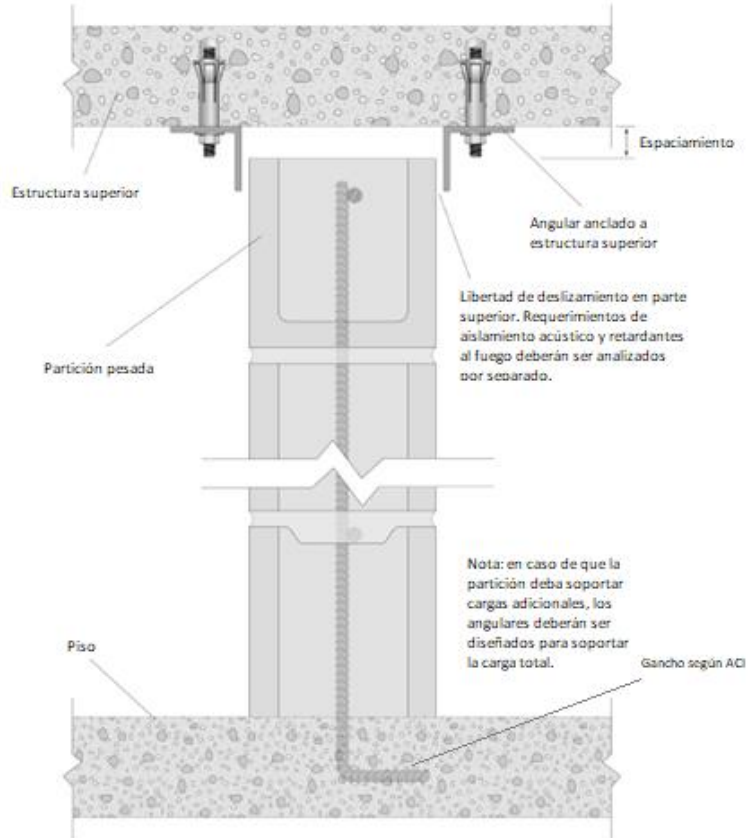
hasta nivel de techo, se sugiere colocar angulares anclados al concreto del techo que restrinjan el movimiento fuera del plano (FEMA, 2012), tal como se muestra en la Figura 28. Al igual que con los muretes se debe dejar un espacio entre el techo y la mampostería.



**Figura 27.** Esquema de juntas sísmicas en muretes de mampostería no estructurales

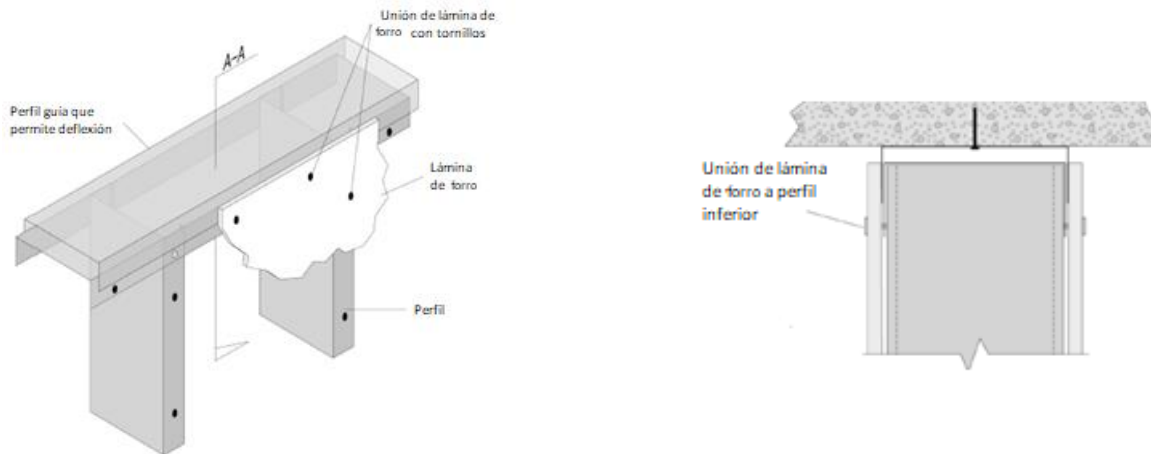
Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018



**Figura 28.** Restricción de movimiento fuera del plano con angulares de acero en muros de mampostería no estructural  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

Para el caso de las divisiones livianas la guía de reducción de daño no estructural de FEMA (FEMA, 2012) señala que éstas no suelen colapsar durante el sismo según pruebas de laboratorio. Sin embargo, su desempeño contra el fuego se ve reducido cuando se ha producido daño sísmico, por lo que se debe evitar que se deterioren durante un evento dinámico. Para esto es necesario dar libertad de movimiento (deflexiones) y detallar las conexiones debidamente (FEMA, 2012). Por lo tanto, se sugiere colocar un canal en la parte superior que permita el movimiento lateral y longitudinal (distancias pequeñas), el cual no esté atornillado directamente a la estructura de la pared liviana, como se muestra en el siguiente esquema.



**Figura 29.** Esquema de colocación de división liviana con libertad de deflexiones  
 Fuente: FEMA, 2012  
 Modificado por: Stalder, 2018

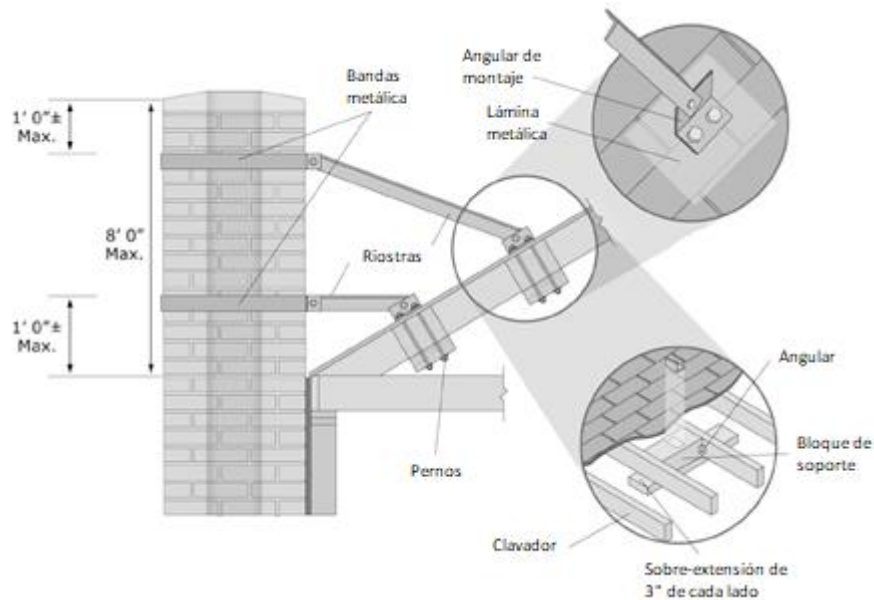
Se observa que hay dos canales, el de deflexión que está sujeto al techo, y el canal superior al cual está sujeto a el forro y su marco respectivo. El primer canal permanece fijo y es de mayores dimensiones que el segundo canal, lo que permite que este último pueda deslizarse con cierta libertad dentro del canal de deflexiones en un evento sísmico, evitando así el daño en el forro y su desprendimiento.

Finalmente, las divisiones livianas a base de paneles de vidrio no serán contempladas de manera detallada, sin embargo, la guía de reducción de daño estructural (FEMA, 2012) destaca que deberían ser de vidrio temperado. Además, se debe buscar no colocarlas cerca de salidas de emergencia o zonas inmediatas a la ruta de escape en caso de emergencia. Además, no se debe colocar ningún mobiliario o componente apoyado sobre este tipo de división.

### 3.3.1.3. Chimeneas

Las chimeneas han demostrado ser altamente sensibles al efecto de los sismos, tanto severos como moderados y leves (FEMA, 2012). Las mismas, ya sean de mampostería o de acero, pueden agrietarse, colapsar, volcarse o separarse de la estructura soportante. También están sujetas a deformaciones causadas por el movimiento del sistema al cual están sujetas, ya que son un elemento relativamente flexible adherido a una estructura rígida. Por lo tanto, una de las primeras recomendaciones a la hora de protegerlas contra sismo, es reducir la altura a la cual sobresale de la edificación tanto como sea posible, hasta un máximo de alrededor de 2.40 m (FEMA, 2012).

También se sugiere reforzar el techo localmente para evitar que la chimenea pueda caer hacia dentro de la estructura y traspasarlo, o reforzar la chimenea con riostras adheridas a las vigas o cerchas del techo. Un ejemplo de la sugerencia expuesta se muestra en el esquema de la Figura 30, donde se propone colocar un anillo metálico alrededor del ducto; arriostrado a las vigas superiores con angulares y pernos. La fotografía de la Figura 31 permite observar la puesta en práctica de la sugerencia. Cabe mencionar que, si bien se muestran casos para chimeneas de bloques de ladrillo, es posible utilizarlo para torres de ventilación u otras chimeneas metálicas.



**Figura 30.** Esquema del arriostramiento de una chimenea a la estructura de techo  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018



**Figura 31.** Ejemplo de la colocación de riostras en una chimenea de ladrillo  
Fuente: FEMA, 2012

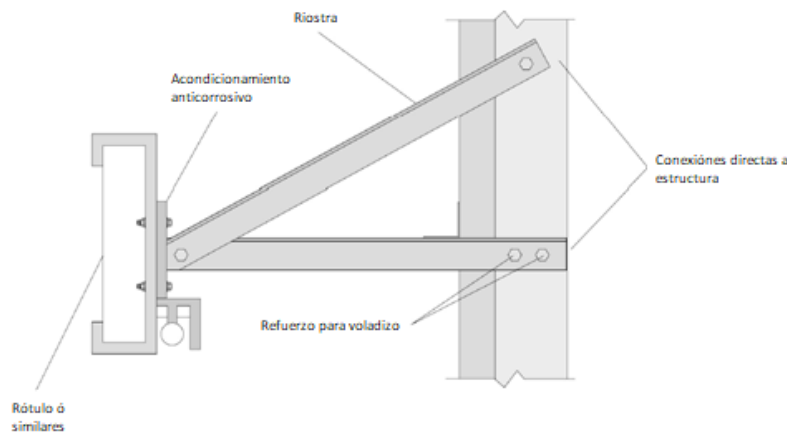


### 3.3.1.4. Tapias

En el caso de tapias o muros en voladizo, el riesgo principal es que al fallar se desplomen sobre alguna acera peatonal, vía vehicular o ruta de escape que ponga en riesgo la vida humana. Además, el colapso de éstos puede implicar pérdidas económicas y de seguridad cuando tienen la función de resguardar instalaciones ante la entrada de personas no autorizadas o centros penitenciarios (FEMA, 2012). Es por esto que, se recomienda empezar por una fundación que sea lo suficientemente resistente, que no solo cuente con el detallado adecuado, sino que también tenga materiales y mano de obra de alta calidad, sobre un suelo compactado debidamente (FEMA, 2012). Se sugiere también que el concreto y mampostería cumplan con los requisitos establecidos en sus respectivos capítulos del CSCR 2010/14.

### 3.3.1.5. Señales publicitarias

Cualquier rótulo, marquesina o techo en voladizo decorativo presenta un riesgo elevado si se encuentra sobre vías peatonales, rutas de evacuación o salidas de edificaciones, ya que los elementos en voladizo sin arriostrar pueden rebotar sobre su plano, fatigando sus uniones a la estructura y causando que colapsen posteriormente (FEMA, 2012). Por esto, se sugiere rigidizar estos elementos tanto de manera horizontal como vertical, mediante dos riostras principales, una horizontal y otra inclinada que dé resistencia ante las aceleraciones verticales y evite que el rótulo rebote o salte, como se muestra en la siguiente figura. Cabe resaltar que, si el rótulo es pesado, existe la posibilidad de colocarle un marco de material más resistente que mejore su unión al sistema de riostras y por lo tanto a la estructura (FEMA, 2012).



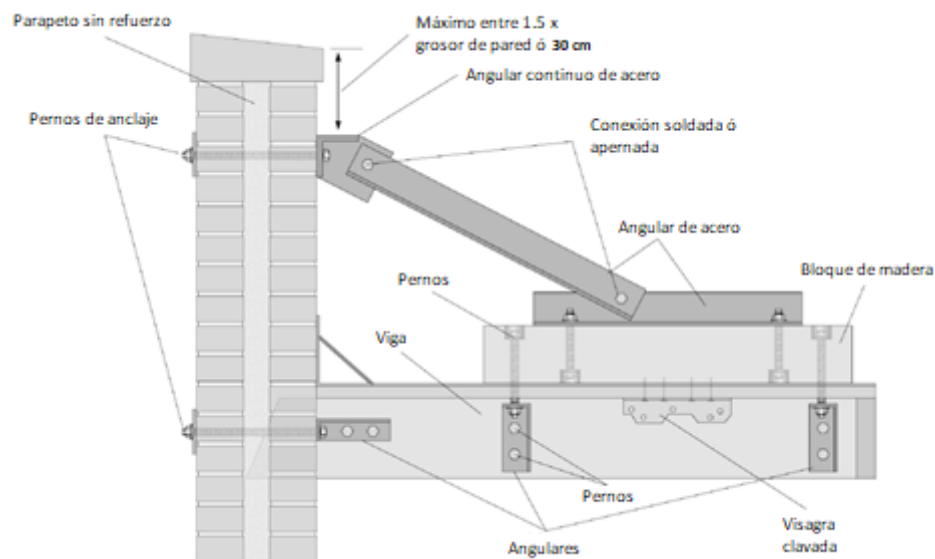
**Figura 32.** Esquema de sistema de riostras asociadas a un rótulo o elemento en voladizo

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018

### 3.3.1.6. Parapetos

De manera general, los parapetos son altamente sensibles a las fuerzas fuera del plano. Al fallar, cuando caen hacia afuera de la estructura, representan un riesgo para los peatones y personas que estén evacuando la estructura, y cuando caen hacia adentro, pueden dañar la estructura de techo (FEMA, 2012). También son sensibles al golpeo o "efecto de aplauso" entre estructuras durante el evento sísmico, lo que perjudica y deteriora no solo su composición, sino que sus conexiones y accesorios asociados (FEMA, 2012). Es por esta razón que se sugiere colocar riostras perpendiculares al plano del parapeto, que estén unidas de manera rígida al techo de la edificación, el cual suele ser un entrepiso horizontal (caso general de los edificios) o las vigas principales de la estructura de techo inclinada, como se observa en el esquema de la Figura 33 o en la fotografía de la Figura 34.



**Figura 33.** Esquema de la unión entre el parapeto y un techo de acero horizontal

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018

Es importante mencionar que el desempeño de los anclajes colocados es directamente dependiente de la calidad de mampostería a la cual están adheridos, así como a la carga que sostienen (FEMA, 2012). Es por esta razón que requieren de un diseño estricto y al detallado adecuado de todo el sistema.



**Figura 34.** Esquema de la unión entre el parapeto y un techo inclinado  
Fuente: FEMA, 2012

### 3.3.1.7. Escaleras

Las escaleras son esenciales en la mayoría de los casos, ya que normalmente están dentro de la ruta de escape de una edificación ante un evento sísmico; por lo tanto, se le debe prestar especial atención a su detallado. Independientemente de si son rígidas o flexibles, integrales o no a la estructura, están expuestas a un peligro común: las derivas entre pisos y movimientos diferenciales (FEMA, 2012). Si están adheridas de manera rígida al sistema sismorresistente, tratarán de trabajar como riostras diagonales (FEMA, 2012) y al no ser diseñadas para esto pueden fallar en las uniones (Figura 35). También si tienen uniones con un grado libertad que se deslice, la longitud de la superficie de deslizamiento puede ser menor a las derivas, lo que tendría como consecuencia el desprendimiento de las escaleras.

Además, las escaleras son sensibles no solo a las derivas, sino también al material que las constituye. Al diseñar escaleras de concreto FEMA (2012) indica que la ductilidad de estas no suele ser considerada en el detallado, causando que fallen al experimentar tensión y compresión. Asimismo, las escaleras de acero "prediseñadas" en el mercado no suelen tener especificaciones de derivas máximas ni detallado de cómo colocarlas de manera sismorresistente (FEMA, 2012), y lo mismo aplica para escaleras de escape diseñadas para la parte exterior del edificio. También, unir materiales con flexibilidades distintas pone en riesgo la estabilidad del sistema, como se muestra en la Figura 36, donde los peldaños de concreto adheridos de manera fija a la estructura de acero les causaron pandeo a los canales metálicos y se dañaron las uniones (FEMA, 2012).



**Figura 35.** Falla de escaleras de concreto unidas rígidamente a la estructura en el sismo del 2010 en Chile  
Fuente: FEMA, 2012



**Figura 36.** Falla de escalera con peldaños de concreto unidos de manera rígida al acero  
Fuente: FEMA, 2012

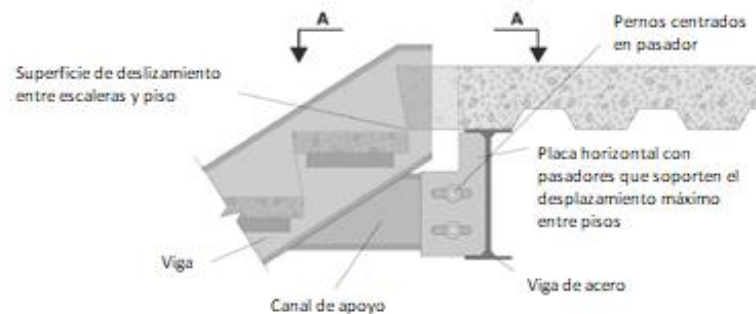
La recomendación general es que al diseñar las escaleras se considere un estado donde haya un extremo fijo y otro que permita el deslizamiento controlado en el sentido paralelo a la dirección de las gradas (FEMA, 2012). Para estimar la distancia de deslizamiento, FEMA E-74 señala que según instructivos antisísmicos neozelandeses, se debe estimar la deriva máxima para el nivel de cuestión y colocar 1.5 veces su valor de longitud de apoyo. Un ejemplo de esto se observa en los siguientes dos esquemas (Figura 37 y Figura 38). En el primero se expone de izquierda a derecha una propuesta de borde deslizante en la planta baja, luego en la parte baja de las escaleras entre niveles y posteriormente en el piso superior.



**Figura 37.** Ejemplos de apoyo en cada extremo de la escalera  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

De manera más precisa, la siguiente figura expone un ejemplo de cómo podrían detallarse las uniones deslizantes del esquema anterior para el caso de escaleras apoyadas sobre vigas de acero, ya que la Figura 37 es aplicable para gradas de concreto. En el caso de acero, se

pueden colocar placas con orificios largos horizontales y pernos que se deslicen de manera controlada ante fuerzas laterales. Sin embargo, se recomienda evaluar qué tipo de restricción laterales debería tener este tipo de sistema en el caso de que haya fuerzas sísmicas en sentidos perpendiculares o que la edificación experimente efectos torsionales considerables.



**Figura 38.** Ejemplo de unión deslizante con pernos y placas con aperturas horizontales

Fuente: FEMA, 2012

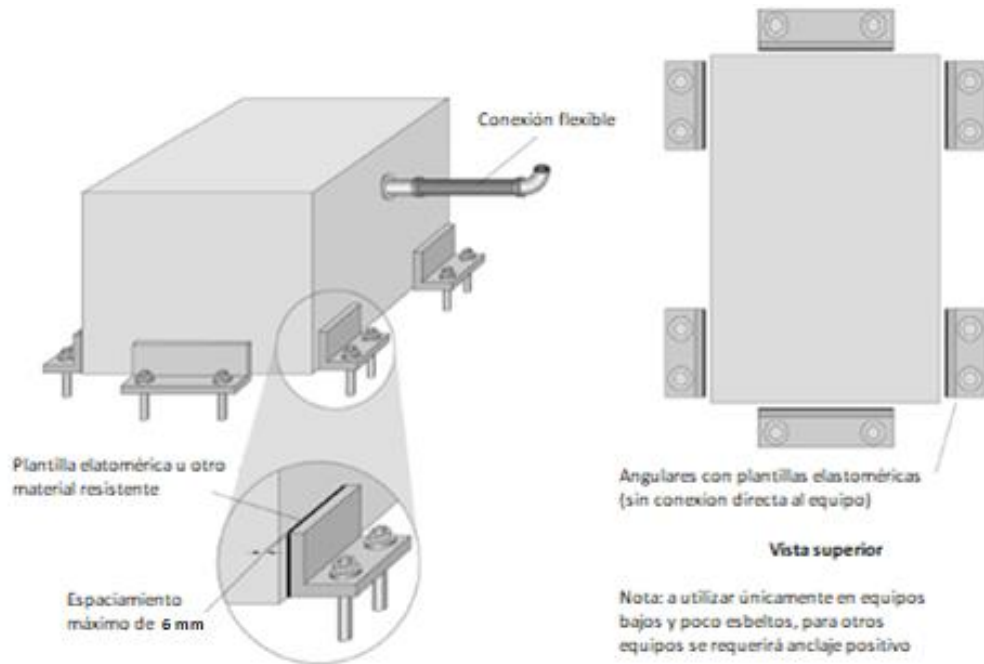
Modificado por: Stalder, 2018

### ***3.3.2. Componentes electromecánicos***

De manera general, el detallado de estos componentes depende del objetivo que se tenga durante el evento sísmico. Por ejemplo, si el fin es que no se caigan de su base y afecten peatones o personas cercanas, se pone énfasis en el diseño de la base y restricción lateral; mientras que si lo que se busca es mantenerlo funcional, además del anclaje se debe considerar el aislamiento de las vibraciones. De igual manera, el tratamiento es distinto si se trata de un sistema esencial o de elevado costo económico o no. Se mostrarán ejemplos generales de detallado que aplican para diferentes clasificaciones de componentes electromecánicos.

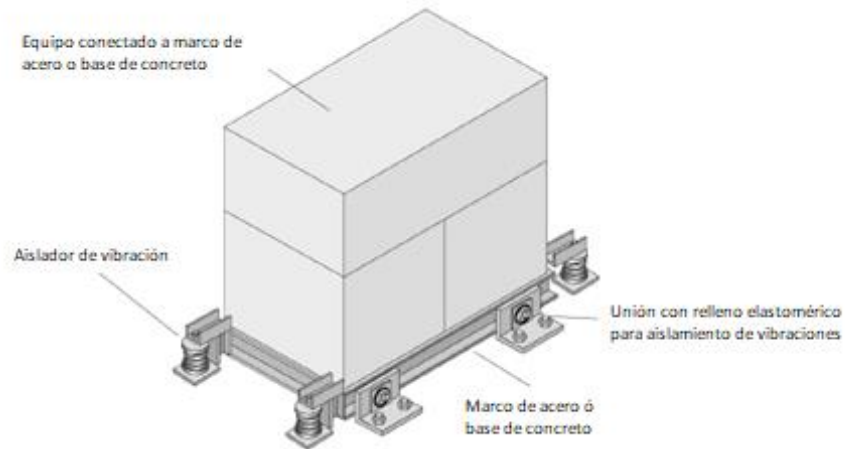
#### *3.3.2.1. Equipos de gran escala (con o sin aislamiento)*

Aplica a equipos como calderas, hornos, bombas, enfriadores o *chillers*, plantas de emergencia, los cuales se quieren estabilizar o salvaguardar. Esto debido a que son sensibles al volcamiento o a deslizamiento, y su falla podría poner en riesgo la vida de alguna persona, su funcionamiento o las conexiones frágiles que pueda tener, como tuberías o ductos (FEMA, 2012). Además, se sugiere aplicar estas propuestas cuando se tenga como objetivo mantener la funcionalidad del equipo. En el caso de componentes sobre plataformas se sugieren anclajes fijados directamente al suelo en al menos dos puntos de cada lado de la plataforma, como se muestra en el esquema de la Figura 39.



**Figura 39.** Apoyo de un equipo mayor sobre angulares con relleno elastomérico (puede ser apernado)  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

La imagen anterior muestra angulares apernados al suelo, con un relleno elástico entre el equipo y el apoyo. Este tipo de detallado es recomendado para casos donde se requiera aislamiento de vibraciones. También se pueden colocar resortes como se detalla en la Figura 40. Para casos de mayor cuidado, como las plantas de emergencia que tienen equipo interno delicado o su funcionamiento es esencial después de un sismo, se sugiere colocarlo sobre una base de acero o losa lo suficientemente grande para resistir el volcamiento del mismo (FEMA, 2012). Para aislar el equipo se recomienda utilizar tanto resortes como apoyos elastoméricos como los mostrados en el esquema anterior. También se debe asegurar que las conexiones (ductos) que lleguen al mismo tengan una junta flexible en la entrada del generador (FEMA, 2012).

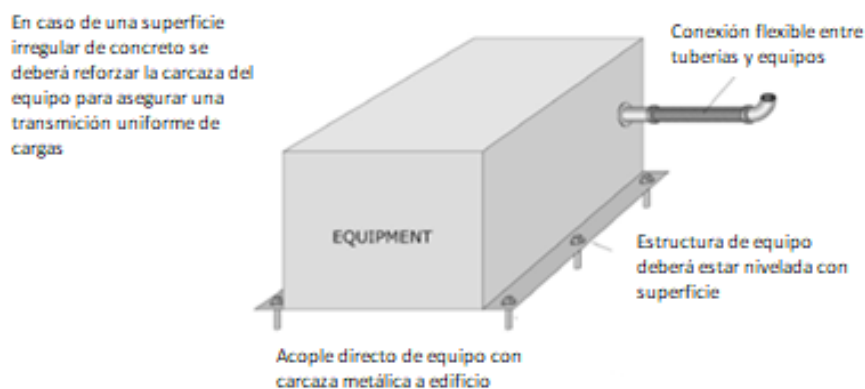


**Figura 40.** Apoyo de equipo sobre plataforma aislado con resortes y angulares con relleno elastomérico

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018

De igual manera, si el equipo no necesita aislamiento de las vibraciones se puede restringir con apoyos en los extremos o con angulares apernados a una lámina unida directamente al equipo y a la losa donde esté apoyado, similar a la Figura 41 (FEMA, 2012). En la siguiente fotografía (Figura 42) se muestran ejemplos de apoyos alternativos, tanto en acero como en concreto que también aseguran que el componente no se vuelque. Las dimensiones de estos apoyos están sujetas a la demanda causada por la fuerza de sismo, multiplicada por la sobrerresistencia asignada, como se explicó detalladamente en la sección anterior.



**Figura 41.** Ejemplo de equipo adherido a la estructura sin aislamiento contra vibraciones

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018



**Figura 42.** Ejemplos de apoyos que restringen el volcamiento o deslizamiento del equipo (acero a la izquierda y concreto a la derecha)

Fuente: FEMA, 2012

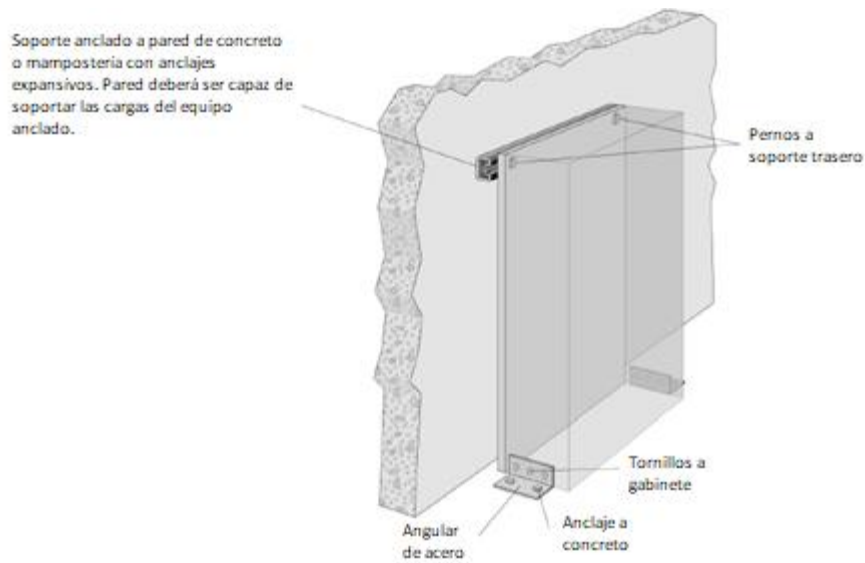
Modificado por: Stalder, 2018

### 3.3.2.2. Equipos menores (motores, bombas, compresores, tanques de gas, aires acondicionados)

En el caso de equipos menores se dan soluciones parecidas a las mencionadas en el apartado anterior, sin embargo, suelen ser de menor escala ya sea porque las fuerzas experimentadas son menores, no son esenciales o el riesgo al volcarse es inferior. No obstante, no se debe dejar de lado su detallado. El tipo de restricción depende de cómo se colocan. En el caso de los que se apoyan directamente sobre el piso de manera horizontal, como aires acondicionados, motores, compresores de aire y bombas, son similares a los esquemas anteriores donde se simplifican como un cajón (FEMA, 2012). En este caso se sugiere colocar una plataforma de acero por debajo que rodee como un anillo el equipo, y a ésta apernarle angulares que estén sujetos a la losa (similar a la Figura 40), donde de no ser requerido, se cambia el relleno elastomérico y resortes por pernos.

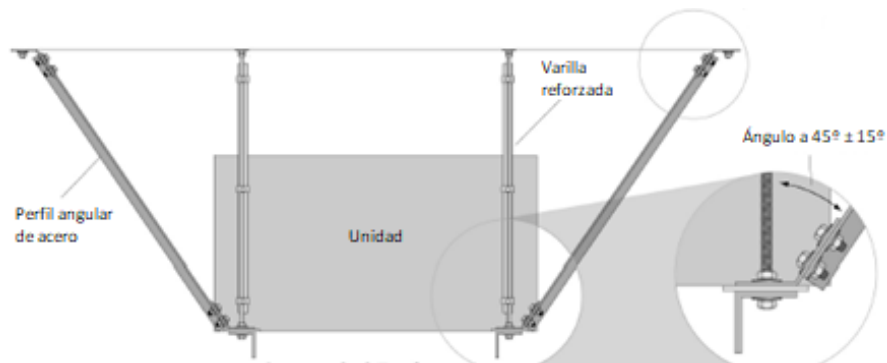
Por otra parte, los equipos que se apoyan de manera vertical cerca de un muro deben tener un tratamiento ligeramente distinto. En este caso se busca evitar su volcamiento adhiriéndolos a la pared mediante canales apernados (parte superior de la Figura 43) y restringiéndolos en el apoyo inferior con los angulares mostrados anteriormente. Algunos ejemplos de estos equipos son los paneles de control, subestaciones, cajas de fusibles y cabinas eléctricas de mando (FEMA, 2012). También, una alternativa a los angulares es adherir los pernos directamente al fondo del equipo.





**Figura 43.** Equipo menor restringido mediante rieles metálicos y angulares  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

Si el equipo a restringir se encuentra suspendido, la guía sugiere arriostrarlo tanto con cables como con secciones más resistentes como angulares (FEMA, 2012). En la siguiente figura se muestra un ejemplo donde se aplica un marco de angulares en la base del componente, adherido al cielo con varilla y rigidizado lateralmente con angulares inclinados que llegan al entrepiso o techo como se mostró en casos anteriores.

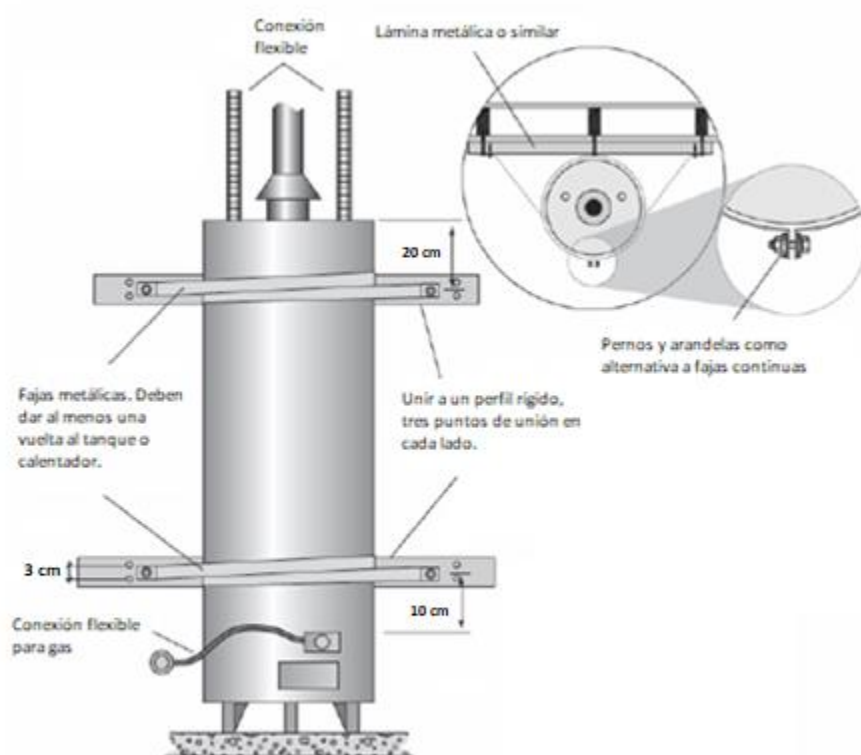


**Figura 44.** Equipo suspendido arriostrado con angulares y varilla  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

### 3.3.2.3. Tanques

El riesgo principal en el caso de tanques que clasifiquen como componentes no estructurales es que éstos se vuelquen o se deslicen. También, dependiendo de su función es importante procurar que sus conexiones a ductos sean lo suficientemente flexibles como para que las

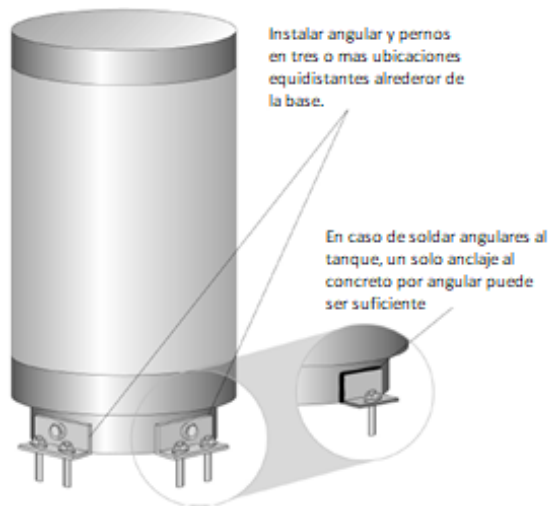
tuberías adheridas no fallen y paren su funcionamiento o se escape su contenido (FEMA, 2012). Además, en caso de contener material peligroso, como los tanques de gas, aparte de las restricciones apernadas se propone utilizar restricciones adicionales como cadenas y marcos que aseguren que se mantengan en su lugar (FEMA, 2012). En la Figura 45 se muestra un detalle típico para un tanque calentador de agua adyacente a una pared. En este caso (o si está en una esquina) se propone restringirlo con correas metálicas atornilladas a la pared ya sea a través de una placa detrás del tanque o directamente al concreto. También se muestra un detalle de anclaje con madera, el cual no es común en Costa Rica.



**Figura 45.** Tanque calentador de agua asegurado con correas metálicas a la pared adyacente  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

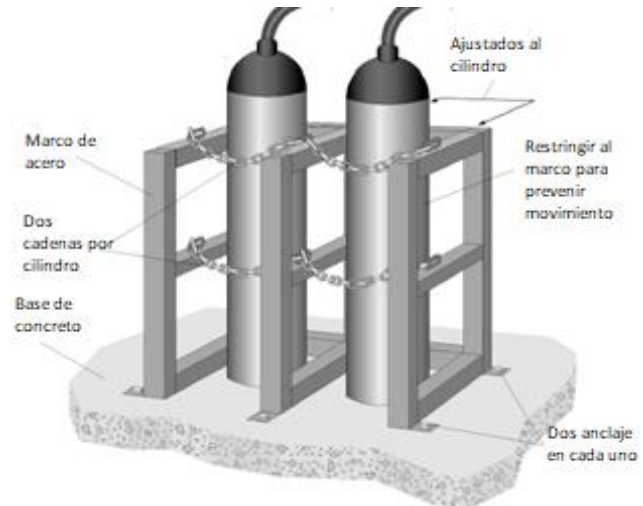
Para casos donde el tanque no se encuentre apoyado sobre un muro, como los dos esquemas mostrados a continuación, se sugiere apernar o soldar la base con angulares en tres puntos diferentes (Figura 46), siempre y cuando la estructura del tanque lo permita. También se recomienda apoyarlo en un marco de acero apernado cuando no sea posible modificar la estructura del tanque en sí (FEMA, 2012). Para casos donde los contenedores sean más sensibles a modificaciones (tanques de gas mostrados en la Figura 47) se propone como

alternativa colocarles un marco alrededor con cadenas o simplemente encadenarlos a una pared adyacente cercana (FEMA, 2012).



**Figura 46.** Tanque apertado directamente en su base

Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

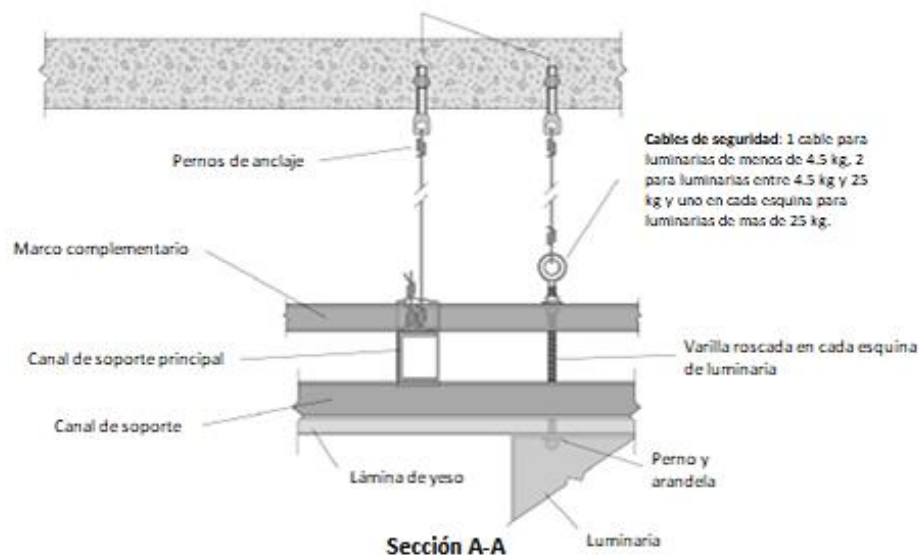


**Figura 47.** Tanques de gas restringidos por marcos apertados y cadenas.

Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

#### 3.3.2.4. Ventiladores y luminaria general

Esta categoría es de importancia, porque la falla de este tipo de componentes es común en sismos tanto graves como moderados (FEMA, 2012). Además, presentan un riesgo considerable ya que, en la mayoría de los casos, su caída puede afectar a los ocupantes de la instalación y las vías de egreso, debido a que son sensibles a las derivas del techo al cual estén sujetas. Para luminarias adheridas al cielo suspendido, se sugiere colocar canales metálicos adicionales a la cuadrícula de la estructura del cielo; directamente sobre el componente para proveer mayor estabilidad (Figura 48). Adicional a esto se deben colocar cables de acero de seguridad que conecten los canales de la luminaria con el entrepiso. Este arriostramiento puede hacerse también con canales metálicos si se trata de un elemento más pesado.

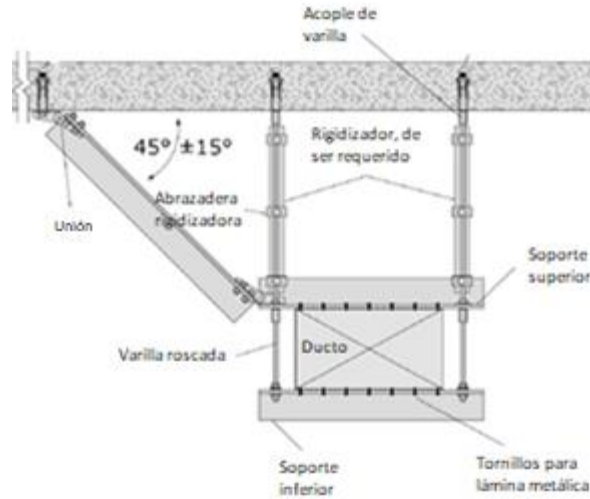


**Figura 48.** Luminaria apoyada directamente sobre el cielo suspendido  
 Fuente: FEMA, 2012  
 Modificado por: Stalder, 2018

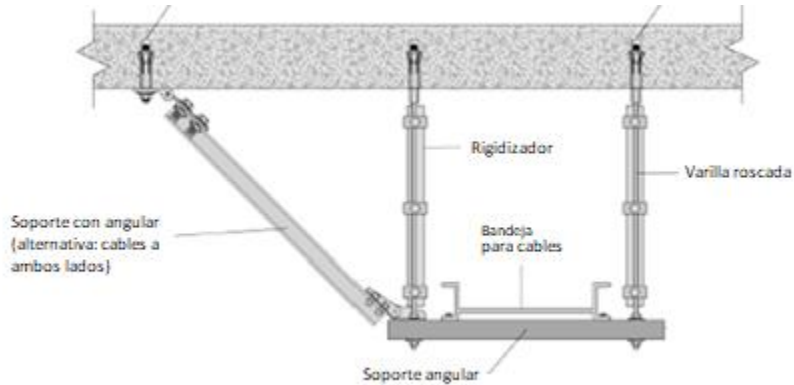
En el caso de luminaria suspendida, se sugiere conectar cables de seguridad inclinados en las cuatro esquinas que la conecten con la estructura del cielo suspendido con el detallado mostrado en la sección 0, donde se debe asegurar mediante cálculos que la cuadrícula es capaz de soportar esta carga adicional (FEMA, 2012).

### 3.3.2.5. Sistemas de distribución

La mayoría de los sistemas de distribución se encuentran suspendidos, por lo que presentan los mismos riesgos ya mencionados al fallar: pueden bloquear vías de accesos, afectar a los ocupantes y en el caso de contener cables podrían representar un riesgo de incendio (FEMA, 2012). Dentro de esta categoría pueden incluirse las tuberías contra incendios, los ductos (de extracción o de aire acondicionado), las bandejas para cables o *cable trays*, entre otros. En el caso de ductos, se les da un tratamiento similar a los componentes suspendidos ya discutidos y se propone colocar angulares tanto arriba como abajo adheridos al ducto con tornillos para metal (Figura 49). Este marco se adhiere al entrepiso mediante varillas con anclajes de manera vertical y angulares o cables con orientación inclinada y anclados según las recomendaciones de la sección 0. La guía también propone un detallado equivalente para el caso de bandejas para cables en la Figura 50.



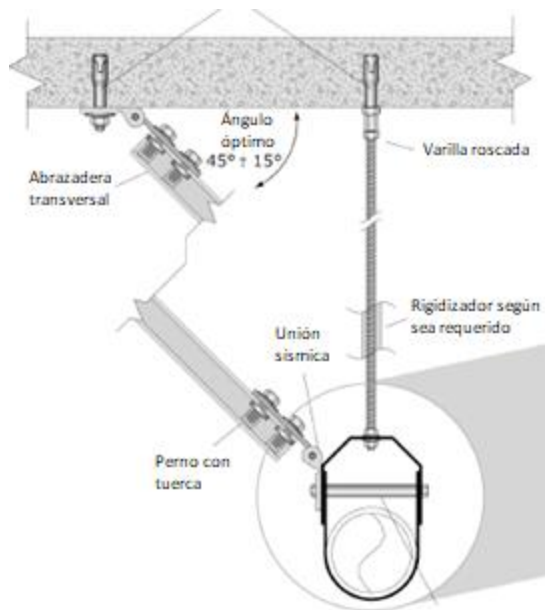
**Figura 49.** Detallado de un ducto colgante  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018



**Figura 50.** Detallado de una bandeja para cables colgante  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

En el caso de las tuberías, éstas son propensas a desligarse y caer, a fallar en sus uniones, romperse cuando pasan a través de un entrepiso o por movimientos diferenciales entre sus puntos de apoyo (FEMA, 2012). Para la mayoría de los casos se sugiere estabilizarlas localmente con un anillo metálico que las rodee, como se observa en los siguientes dos esquemas. Si se trata de un tubo único como en la Figura 51, se recomienda rigidizarlo verticalmente con una varilla anclada al entrepiso, que esté atornillada al anillo que cubre el componente y a este último adherirle riostras de angular inclinadas a 45° apernadas al entrepiso. De manera equivalente, se puede aplicar lo anterior al caso de una serie de tuberías paralelas (Figura 52) donde cada anillo se conecta a una base de angulares a los cuales se

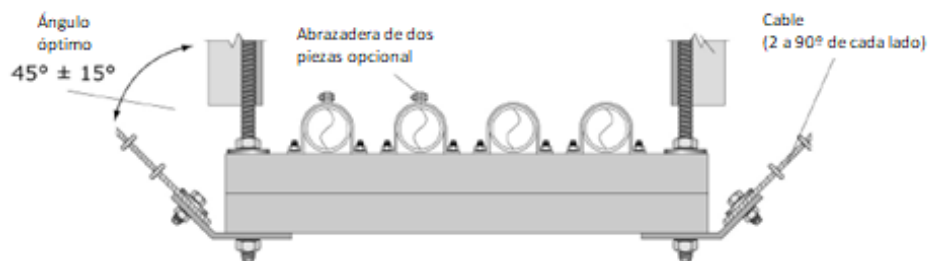
conectan las riostras. Nuevamente, dependiendo del peso y el nivel de estabilidad requerido, los soportes inclinados pueden ser de cables o de angulares (FEMA, 2012).



**Figura 51.** Estabilización de una tubería colgante

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018



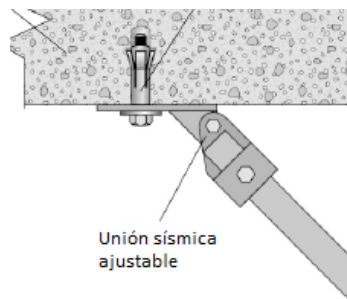
**Figura 52.** Estabilización de un conjunto de tuberías paralelas

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018

La metodología anterior aplica a tuberías de sistemas contra incendios, sin embargo se recomienda colocar anillos metálicos tanto para la riostra vertical como para la inclinada (FEMA, 2012). Además, los estabilizadores a 45° deberían tener una unión que permita la rotación entre el anclaje a la losa y el angular o la varilla, como se muestra en el detalle de la Figura 53. También es importante mencionar que la conexión entre el tubo y el rociador en el cielo suspendido, debería ser un tubo corrugado flexible, como el que se muestra en la fotografía de la Figura 54. Relacionados al sistema de protección contra incendio están los extintores, lo cuales deben estar debidamente asegurados ya que en caso de presentarse un incendio

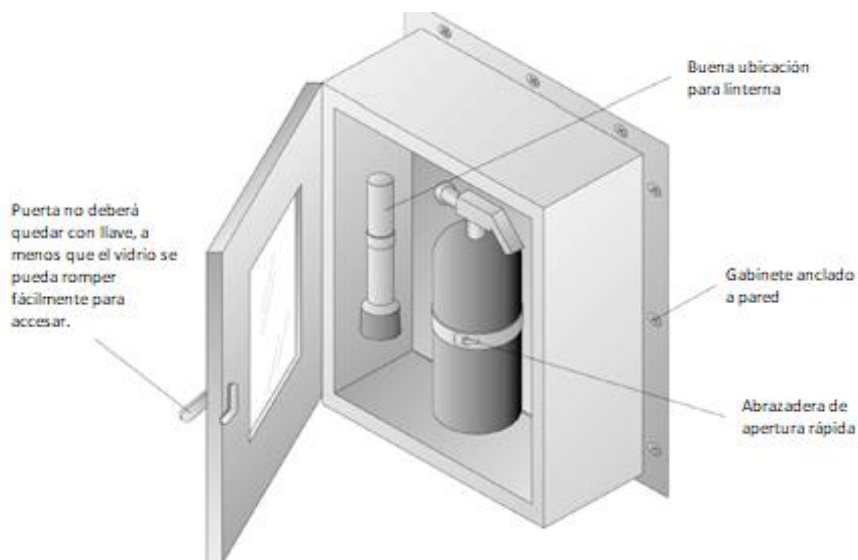
causado por el sismo deben estar en buen estado. La Figura 55 demuestra que se pueden detallar con placas soldadas a su parte trasera y pernos embebidos en un muro estructural.



**Figura 53.** Unión ajustable entre riostra y losa en tubería contra incendio  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

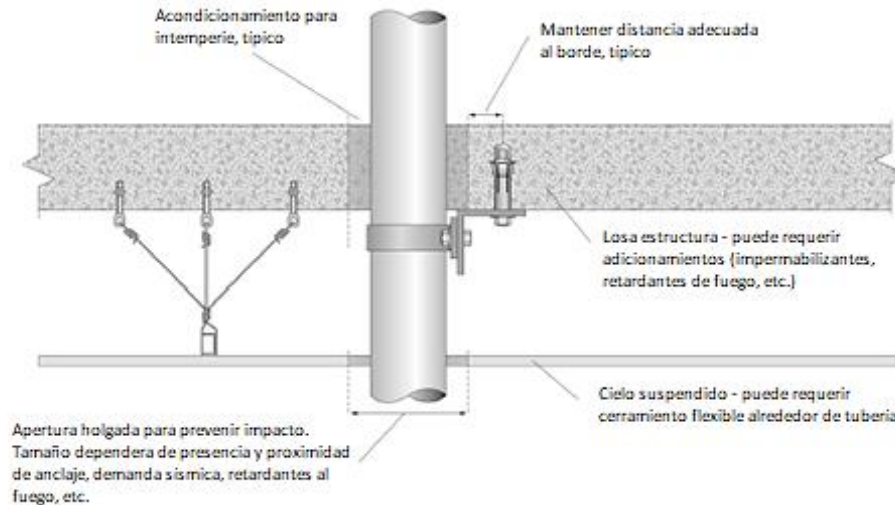


**Figura 54.** Tubería flexible de acero inoxidable  
Fuente: [www.directindustry.com](http://www.directindustry.com)  
Modificado por: Stalder, 2018



**Figura 55.** Armario de almacenamiento de un extinguidor apernado debidamente  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

Las tuberías que atraviesan entrepisos o techos también son propensas a fallar debido al golpeteo de la superficie que atraviesan (FEMA, 2012). Es por esta razón que se insta a colocar angulares anclados al entrepiso y al anillo metálico alrededor del tubo para fijarlo en un lugar (Figura 56). Además, se debe considerar dejar una apertura tanto en el entrepiso como en el cielo liviano (en el caso de que pase a través de uno) de mayor diámetro que el ducto para disminuir la posibilidad de choque entre ambos elementos. No se debe olvidar considerar esta apertura en el diseño estructural del entrepiso.



**Figura 56.** Esquema del detallado de una tubería que pasa a través de un entrepiso

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018

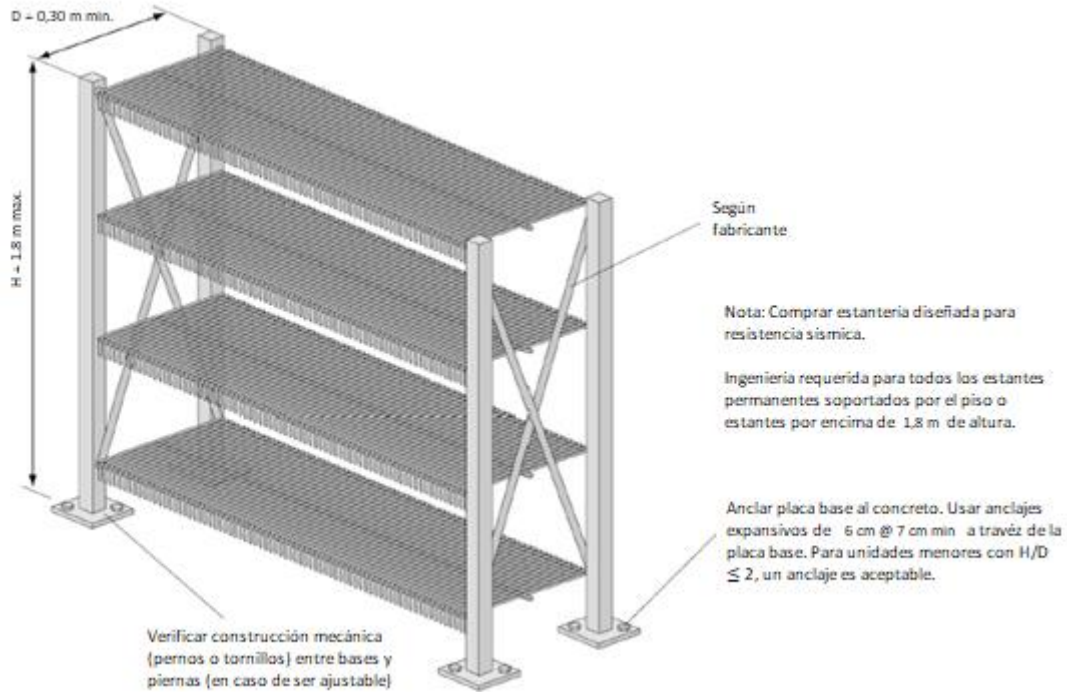
### **3.3.3. Inmobiliario**

En esta sección se hace referencia principalmente a muebles cuyo fin es el almacenamiento, los cuales se espera que estén en funcionamiento por más de un año (FEMA, 2012). El objetivo principal del detallado contra sismo en estos componentes es evitar su volcamiento, ya que puede obstruir vías de escape, generar pérdidas económicas por su contenido o lastimar a los ocupantes del recinto. Como ya se ha mencionado, esto es una propuesta de detallado y deben realizarse los cálculos pertinentes para asegurar que los materiales sean los adecuados para la demanda.

#### **3.3.3.1. Estanterías**

En este apartado se hace énfasis en el caso de las estanterías metálicas, las cuales, a pesar de ser ligeras, suelen contener cargas considerables por su resistencia y facilidad de colocación. Al ser altas y con pesos concentrados, las estanterías son propensas al volcamiento y en algunos casos, pueden deslizarse al tener ruedas en la base. Para el caso de un estante fijo, se sugiere colocar placas con anclajes adheridos al concreto del piso (Figura 57). Se debe tomar en cuenta que esta solución se propone para el caso donde el sistema tiene alrededor de 1.80 metros de altura o menos (FEMA, 2012).





**Figura 57.** Anclaje de estantería metálica al piso

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018

Si el componente tiene ruedas en su base, se recomienda asegurarlo con una cadena unida a una placa anclada a la losa como en la fotografía de la Figura 58. De manera alternativa, se pueden colocar angulares con topes móviles (Figura 59) que permitan mover el estante con mayor facilidad.



**Figura 58.** Anclaje de estantería metálica con rueda y cadena

Fuente: FEMA, 2012

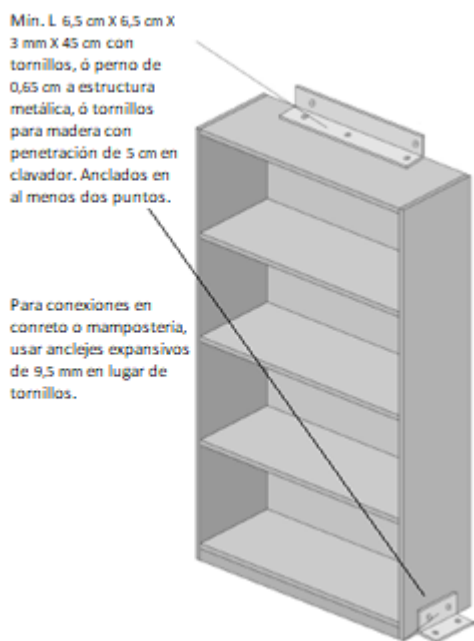


**Figura 59.** Anclaje de estantería metálica con patines y cadena

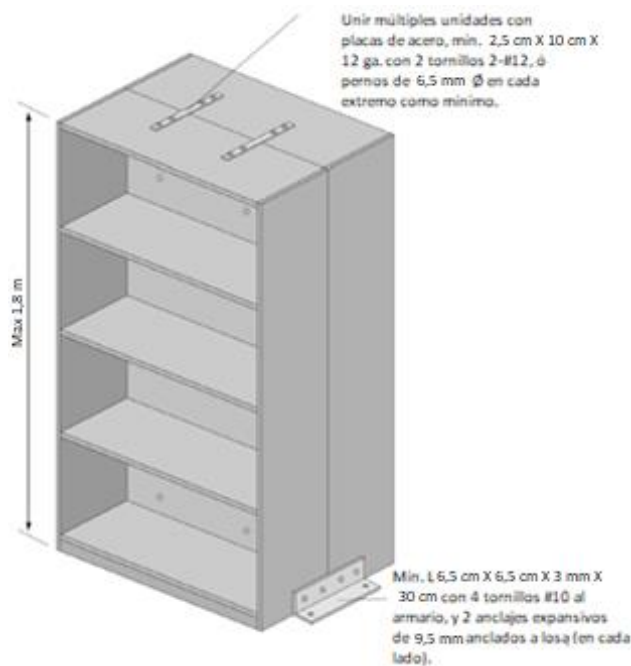
Fuente: FEMA, 2012

### 3.3.3.2. Armarios

Dentro de esta categoría entran armarios, libreros, casilleros y similares. En este caso se tiene como objetivo evitar el volcamiento tanto del armario como de sus contenidos. En el caso de que esté apoyados contra una pared se sugiere atornillar angulares tanto en el nivel superior adjunto al muro, como en el inferior adheridos al piso, como se muestra en la Figura 60. En caso de que estén junto a otro armario, se propone un angular que una ambos armarios y a la vez los ancle al entrepiso con pernos o anclajes. En la parte superior se pueden colocar placas metálicas que conecten los dos elementos (Figura 61).



**Figura 60.** Anclaje de armario al suelo y la pared adyacente  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

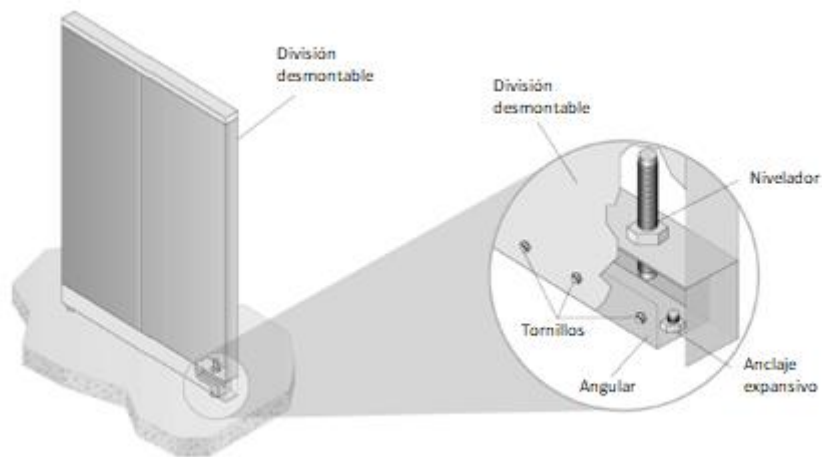


**Figura 61.** Anclaje entre armarios  
Fuente: FEMA, 2012  
Modificado por: Stalder, 2018

Si se busca dar estabilidad adicional al sistema, por ejemplo, en lugares donde haya mayor riesgo como bibliotecas, la guía expone que se puede unir la parte superior de cada estantería (arriostada localmente), a una estructura metálica principal que tenga riostras verticales y puntales que la unan al entrepiso o losa de techo.

### 3.3.3.3. Divisiones temporales o móviles

A diferencia de las particiones livianas mostradas en la sección de *componentes no estructurales*, las divisiones temporales se pueden remover con mayor facilidad y no suelen cubrir toda la altura del piso hasta el techo (FEMA, 2012). Se usan comúnmente en oficinas para separar cubículos o en hospitales, y son propensas a volcarse y a ceder en caso de que tengan estantes adheridos. Para asegurarlas se recomienda colocar anclajes expansivos en la parte inferior del canal metálico que las une al piso (Figura 62). En el caso de que tenga repisas adheridas que generen carga adicional, es preferible que el anclaje esté fuera del eje de la división, adherido con un angular similar al caso de los armarios.



**Figura 62.** Esquema del anclaje de una división temporal al piso

Fuente: FEMA, 2012

Modificado por: Stalder, 2018

## **CAPÍTULO IV. CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS QUE NO CLASIFICAN COMO EDIFICACIÓN**

### **4.1. Definición y características**

Las estructuras que no clasifican como edificación pueden ser definidas de manera simple por sus principales diferencias respecto a una edificación tradicional. Como se mencionó anteriormente, puede ser vista como aquellas no orientadas a ser ocupadas por personas, también suelen tener un amortiguamiento inferior al típico 5%, dado a que no tienen los acabados y la redundancia de los edificios normales (Soules, 2017). Asimismo, se diferencian también por estar sometidas en gran parte a cargas inusuales y no distribuidas uniformemente.

Lo anterior tiene implicaciones en el comportamiento de la estructura frente a un sismo, por lo tanto, se deben tener consideraciones especiales a la hora de diseñarlas, como se detallará más adelante. La ductilidad se ve influenciada por el amortiguamiento, por lo que a menor amortiguamiento las fuerzas de sismo aumentan respecto a una edificación tradicional. Por otra parte, la baja probabilidad de ocupación disminuye las fuerzas sísmicas ya que el riesgo a la seguridad de vida es menor. Por ende, existe una combinación de efectos que obligan a clasificarlas en una categoría distinta a las edificaciones usuales (ASCE, 2017).

La presentación introductoria al diseño de estas estructuras en (FEMA, 2013) expone que las estructuras que no clasifican como edificación y las que sí clasifican como edificación tienen en común el riesgo sísmico y el análisis estructural dinámico básico. Pero se diferencian respecto a su tipo de falla, sus características estructurales, la dinámica de fluidos, los objetivos de desempeño y la interrelación entre sus sistemas sismorresistentes (FEMA, 2013). Por este motivo se justifica una metodología de análisis diferenciada a la tradicional.

Dentro de este tipo de estructuras existen dos subcategorías, las que se comportan similar a una edificación y las que no se comportan como una edificación, como se mencionó en el marco teórico. En la primera subcategoría se incluye principalmente sistemas que contienen sistemas estructurales comunes como marcos, cerchas o muros (ASCE, 2011) que tienen una respuesta dinámica y composición similares a una edificación (FEMA, 2013). Por otra parte, las que tienen un comportamiento distinto a una edificación no se diseñan igual debido a su comportamiento sísmico y construcción diferenciados. Además, se encuentran las estructuras que no clasifican como edificación soportadas por otras estructuras, que según el porcentaje de peso que representan se tratan como un componente o como estructura independiente (ASCE, 2017). A continuación, se enumeran algunos ejemplos de cada categoría.

## 4.2. Ejemplos

### 4.2.1. Listado de estructuras que no clasifican como edificación

En los siguientes cuadros se enumeran ejemplos de *otras estructuras*. En el Cuadro 7 se muestran las que tienen un comportamiento similar a una edificación, mientras que en el Cuadro 8 se muestran las que no reaccionan como una. La mayoría de estos ejemplos son tomados de la norma ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017), así como propuestos por el panel de asesores de este trabajo de graduación. Cabe mencionar que las estructuras mencionadas no son las únicas y pueden añadirse más a criterio profesional, en casos donde la ocupación humana sea limitada y no existan las mismas condiciones de amortiguamiento de una edificación tradicional.

**Cuadro 7.** Estructuras que no clasifican como edificación pero que se comportan como una

<i>Pipe Rack</i> o tubería elevada soportada por marcos
<i>Racks</i> o estanterías de almacenamiento
Estaciones de generación eléctrica*
Tanques sobre torres estructurales y que no están integrados entre si
Contenedores sobre torres estructurales
Estructuras con contenedores/tanques sin irregularidad de masa

**Cuadro 8.** Estructuras que no clasifican como edificación y no se comportan como una

<i>Chimeneas</i>
<i>Tanques integrados a la estructura de soporte</i>
<i>Contenedores</i>
<i>Torres de telecomunicación</i>
<i>Estructuras de retención de suelos*</i>
<i>Rótulos publicitarios</i>
<i>Estructuras de parque de atracción ("Montaña rusa")</i>
<i>Embalses y diques*</i>
<i>Soporte de turbinas eólicas</i>
<i>Silos</i>
<i>Antenas</i>
<i>Estructuras que con contenedores/tanques con irregularidad de masa</i>

*\*Nota para los cuadros: estos tipos de estructuras ya están reglamentadas por normas específicas a nivel costarricense.*

Es necesario resaltar que la sección 11.1.3 y su comentario asociado del ASCE 7 – 16, permite que edificios industriales cuya ocupación esté restringida a mantenimiento o monitoreo de equipo, equipos o procesos industriales se pueden analizar como estructuras que no

clasifican como edificación (Soules, 2017), lo que resulta en diseños más económicos. Este cambio de clasificación afecta la estimación del coeficiente sísmico, los factores del Cuadro 33 y el Cuadro 34 (Ver anexo) y otras limitaciones del sistema y su detallados (ASCE, 2017). Algunos ejemplos de estructuras que pueden tratarse tanto como edificaciones, así como *otras estructuras* son los siguientes: edificios con calderas, hangares de avión, molinos de acero, instalaciones para fundición de aluminio u otras industrias altamente automatizadas (ASCE, 2017).

#### **4.2.2. Fallas comunes**

A continuación, se muestran una serie de imágenes ejemplificando las fallas que se pueden esperar en las estructuras que no clasifican como edificación, eso para mostrar de manera más detallada cuáles estructuras se incluyen dentro de esta categoría y cómo se comportan ante un mal diseño. En la Figura 63 se muestra una serie de tanques presurizados que fallaron en su base por pandeo. Este tipo de falla se conoce como “pie de elefante”.



**Figura 63.** Falla en la base de una serie de tanques presurizados  
Fuente: FEMA, 2013

A diferencia de la figura anterior, en la Figura 64 y la Figura 65 se muestran fallas que no suceden en el tanque en sí, sino que ocurren en los apoyos de la estructura, la cual también debería ser analizada con los lineamientos propuestos. Asimismo, se puede observar en la Figura 66 una torre de transmisión que se cayó por no cumplir los lineamientos de diseño, la

cual se muestra como ejemplo dentro de la presentación introductoria del diseño de estructuras que no clasifican como edificación de la Agencia Federal de Manejo de Emergencia de Estados Unidos (FEMA, 2013).



**Figura 64.** Falla en las vigas de la torre de soporte de un tanque elevado en Chile  
Fuente: Devadanam, Ratnam, RangaRaju, 2015



**Figura 65.** Falla en apoyo de un tanque horizontal  
Fuente: FEMA, 2013



**Figura 66.** Falla en torre de transmisión  
Fuente: FEMA, 2013

### **4.3. Lineamientos para el análisis de estructuras que no clasifican como edificación**

#### ***4.3.1. Escogencia del método de análisis***

Uno de los primeros pasos para comenzar el diseño, es la escogencia del análisis de fuerza sísmica a aplicar. En las estructuras que no clasifican como edificación, el método depende de dos factores principales; primero, de la subclasificación y segundo de sus irregularidades. Dentro de los métodos aplicables se encuentra el de fuerza lateral, el método dinámico lineal, el análisis no lineal y otros procedimientos específicos según documentos de referencia especiales (ASCE, 2017). En este caso, se hará énfasis en dos comúnmente utilizados, el de fuerzas laterales también conocido como método estático en el capítulo 7 del CSCR 2010/14 y el análisis dinámico lineal.

Para el primer caso (otras estructuras con un comportamiento similar al de una edificación) el ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) indica que aplican las mismas restricciones de escogencia de análisis que para una edificación tradicional. Cabe mencionar que, si bien el riesgo sísmico puede justificar o no cierto análisis, el diseñador debe escogerlo basado en todos los factores contribuyentes como su zona sísmica, sus irregularidades, período, su altura y costo económico (ASCE, 2011). Se puede aplicar el método estático siempre y cuando no se cumplan alguna de las siguientes condiciones, de lo contrario deberá hacerse un análisis dinámico lineal:

- i. De manera general, cuando haya una forma muy irregular, sin masa uniforme, con irregularidades abruptas en la rigidez lateral o de gran altura (ASCE, 2011).
- ii. El primer modo de oscilación no es el dominante en la estructura similar a una edificación. Este modo domina si hay una masa considerable en un nivel, pero en los demás es despreciable (ASCE, 2017).
- iii. La estructura presenta irregularidades en planta tipo 2,3,4 y 5 (ASCE, 2017), a veces tipo 1 (si hay diafragma rígido). Ver sección 4.3.2. Cuadro 9.
- iv. La estructura presenta irregularidades en altura tipo 1,4 y 5 (ASCE, 2017) tipo 2 y 3 dependen del caso. Ver sección 4.3.2. Cuadro 10.
- v. Estructuras con altura mayor a 7 metros (ASCE, 2011).
- vi. Estructuras con vigas “flexibles”, lo que ocurre por el faltante de entrepisos rígidos que aportan estabilidad y rigidez a la estructura (ASCE, 2017).
- vii. Estructuras con períodos cortos, pero con estructuración de marcos ligeros.



Para el segundo caso, la subcategoría de otras estructuras con un comportamiento no equivalente al de una edificación, es más común utilizar el método de análisis dinámico lineal que el método estático. Esto debido a que estas construcciones suelen presentar más irregularidades. La sección 4.3.2 muestra de manera gráfica los escenarios donde se recomienda el análisis dinámico; sin embargo, el método se debe elegir tomando en cuenta los siguientes aspectos (ASCE, 2017):

- i. *La geometría estructural:* el método estático se puede aplicar para estructuras tipo voladizo (tanques verticales o chimeneas) siempre y cuando se verifique que estén regidos por el primer modo de oscilación. Donde la distribución de masa o rigidez no sea uniforme, ni el primer modo sea fácilmente identificable, se recomienda el análisis dinámico.
- ii. *Número de soportes laterales:* en caso de haber soportes laterales el análisis debe incluir un modelo acoplado. Dependiendo del número de apoyos y si se puede simplificar como una viga continuamente apoyada, se puede utilizar el método estático, de lo contrario se recomienda el dinámico.
- iii. *Método de soporte de la carga permanente:* Estructuras que se pueden idealizar como péndulos (calderas en pisos intermedios) con masa uniformemente distribuida o concentrada pueden analizarse con el método estático, verificando la frecuencia y el modo. Cuando el apoyo de la masa esté cerca del centro de masa vertical o la masa soportada sea mayor que el 25% de la suma de la masa soportada y la masa de la estructura soportante, se debe aplicar el análisis dinámico.
- iv. *Irregularidades de masa:* cuando haya una distribución no uniforme de masa y concentraciones significativas de masa se debe analizar con el método dinámico.
- v. *Irregularidades torsionales:* cuando se observe que el modo dominante es el torsional o haya masas excéntricas considerables no se debe utilizar el método estático.
- vi. *Irregularidades de rigidez y resistencia:* al igual que las estructuras con comportamiento similar a una edificación, al haber este tipo de irregularidades (por ejemplo, la conocida como piso suave) se debe realizar un análisis dinámico.
- vii. Para estructuras sensibles a fuerzas verticales, como tanques, contenedores, estructuras colgantes y estructuras con voladizos horizontales se debe utilizar el método dinámico para obtener las fuerzas en sus miembros y conexiones.

Es necesario resaltar que, al utilizar el análisis estático, se debe verificar el período de oscilación de la estructura mediante el método de Rayleigh, que será detallado en la sección 4.3.3. Esto con el fin de confirmar el supuesto planteado por el método estático, donde la mayoría de la masa de la estructura participa en el primer modo de oscilación (ASCE, 2011), por ende, la escogencia del método se trata de un proceso iterativo.

Finalmente, cabe mencionar que existen ciertas estructuras que están exentas de las condiciones mencionadas anteriormente debido a que se tienen registros históricos de su buen comportamiento ante eventos sísmicos (Soules, 2017). Este es el caso de las estructuras tipo voladizo con masa distribuida; como chimeneas de acero o concreto reforzado, silos, contenedores verticales soportados por faldas y los soportes tubulares de acero de turbinas de generación eólica (ASCE, 2017). Al utilizarse el procedimiento de análisis dinámico lineal el ASCE 7 – 16 propone las siguientes reducciones:

- i. Si la respuesta combinada para el cortante basal modal ( $V_t$ ) es menor o igual al 85% del cortante basal ( $V$ ) calculado con el método estático, se puede trabajar con la multiplicación las fuerzas obtenidas por  $0.85V/V_t$ .
- ii. Si la respuesta combinada para el cortante basal modal ( $V_t$ ) es menos que  $0.85C_sW$ , donde  $C_s$  es el coeficiente sísmico, se podrá trabajar con las derivas obtenidas multiplicadas por  $0.85C_sW/V_t$ .

A continuación, se detallará cada una de las irregularidades mencionadas en esta sección de manera más gráfica.

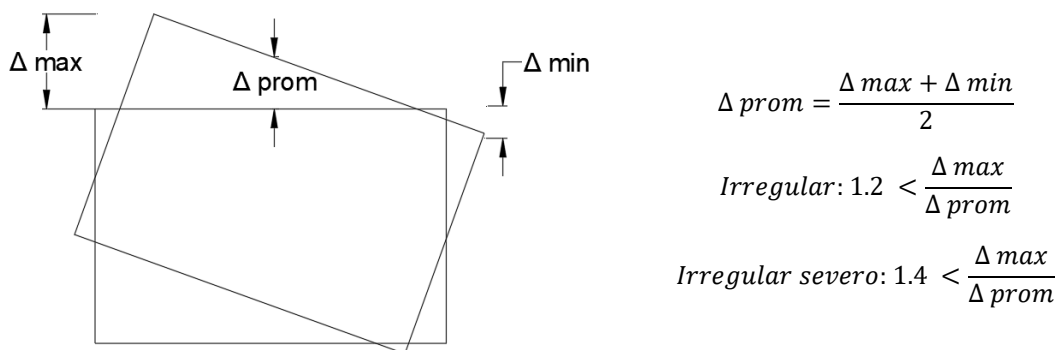
#### ***4.3.2. Irregularidades***

Como se expuso anteriormente, las irregularidades en la estructuración son un factor determinante en su comportamiento y por ende en la elección del procedimiento de análisis. En las estructuras que no clasifican como edificación pero que se comportan de manera similar a una, aplican algunas de las irregularidades válidas para edificios (ASCE, 2017) y éstas ya están expuestas en el Código Sísmico de Costa Rica. Cabe mencionar que en algunos casos los efectos torsionales no son aplicables, debido a que la mayoría de las estructuras que no clasifican como edificación no tienen un diafragma rígido, por lo tanto, no transmiten torsión (ASCE, 2017). A continuación, se discutirán las irregularidades horizontales según la tabla 12.3.-1 del ASCE 7 – 16, su equivalencia en el CSCR 2010/14 y su aplicabilidad a *otras estructuras*.

#### 4.3.2.1. Irregularidades en planta

##### 1) Irregularidad torsional

La irregularidad torsional se define cuando la relación de la deriva máxima, incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura respecto a la deriva promedio de los niveles es mayor a 1.2. Se define irregularidad extrema cuando la relación es mayor a 1.4 (ASCE, 2017), en la siguiente figura se explican los términos usados.

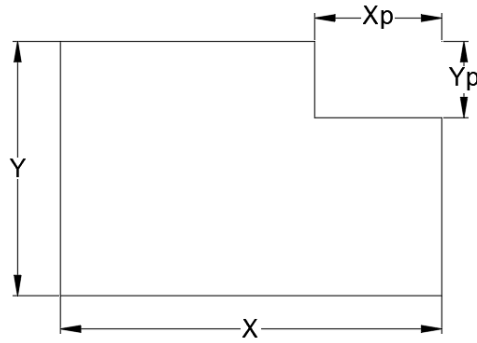


**Figura 67.** Irregularidad torsional según ASCE 7 – 16

En la sección 4.5 a) del Código Sísmico de Costa Rica se hace referencia a la rigidez de rotación respecto al centro de masa y en torsión, así como el radio de giro, los tres aspectos se relacionan y de tener una relación menor a 2 se requiere análisis dinámico (CFIA, 2016). Por ende, se podría considerar equivalente a la irregularidad tipo 1 del ASCE 7. Sin embargo, es necesario realizar ejemplos de cálculo para verificar su similitud. Esta irregularidad no suele aplicar a *otras estructuras* debido a que los diafragmas rígidos no son comunes en estas.

##### 2) Irregularidad de salientes y entrantes

Esta irregularidad se define cuando hay esquinas con entrantes o saliente con dimensiones mayores al 15% de la dimensión de la planta en la misma dirección (ASCE, 2017), esto aplica también a edificios con planta en forma de "H". El CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) no hace referencia explícita a este aspecto como una irregularidad, pero en la sección 4.6. indica que para considerar un diafragma rígido este no debe de tener entrantes, reducciones o discontinuidades, que podría considerarse como equivalente; sin embargo, no lo presenta como una irregularidad en planta. En la Figura 68 se muestra un esquema de la irregularidad presentada.



*Irregular si:*

$$0.15 < \frac{Xp}{X}$$

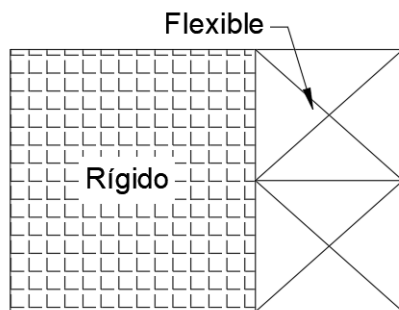
$$0.15 < \frac{Yp}{Y}$$

**Figura 68.** Irregularidad de entrantes según ASCE 7 – 16

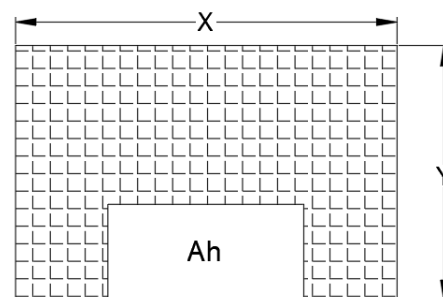
Cabe mencionar que la sección 4.3.2 c) del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016) indica que la proyección de los centros de masa de todos los niveles de la estructura deberá estar circunscrita en un rectángulo con dimensiones equivalentes al 10% de las longitudes ortogonales para ser una estructura regular. Si bien no es directamente equivalente a lo estipulado por el ASCE 7 – 16, sería prudente verificar si se pueden considerar como semejantes, ya que esta irregularidad es relevante para la escogencia del método de análisis para estructuras que no clasifican como edificación.

### 3) Irregularidad en discontinuidad de diafragma

Según ASCE 7 – 16 (2017), cuando un diafragma tiene una discontinuidad o una apertura mayor al 50% del área gruesa del diafragma o hay un cambio en la rigidez mayor al 50% de un nivel al otro se considera como estructura irregular. El comentario de esta norma muestra figuras equivalentes a la Figura 69 y Figura 70 para ejemplificar este caso.



**Figura 69.** Discontinuidad en la rigidez en el diafragma según ASCE 7 – 16



*Irregular si:*

$$0.5XY < Ah$$

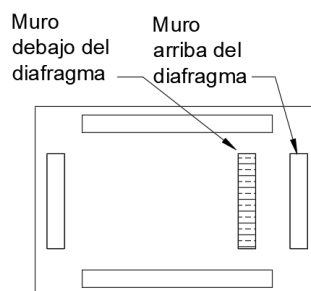
**Figura 70.** Discontinuidad en el diafragma según ASCE 7 – 16

De manera similar a casos anteriores, el CSCR 2010/14 no expone una irregularidad explícitamente similar a esta, sin embargo, en el inciso de diafragmas rígidos indica que para

que este se pueda considerar rígido no debe haber discontinuidades (CFIA, 2016). Esto se asemeja a lo expuesto por el ASCE 7 – 16 pero no es considerado como una irregularidad como tal que justifique el análisis dinámico.

#### 4) Irregularidad fuera del plano

En este caso, se dice que hay una irregularidad cuando existe una discontinuidad en el camino de la fuerza lateral a través del sistema sismorresistente (ASCE, 2017). Esto quiere decir que existe un elemento resistente fuera de plano, como se ejemplifica en la Figura 71.

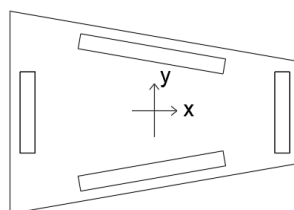


**Figura 71.** Irregularidad de discontinuidad fuera del plano según ASCE 7 – 16

El Código Sísmico de Costa Rica no presenta esta irregularidad en planta, sin embargo, en la sección 4.3.1 a) señala que “todos los elementos verticales de los sistemas sismorresistentes son continuos desde la cimentación hasta el nivel superior [...] sin discontinuidades o desfases horizontales” (CFIA, 2016). Por lo tanto, a pesar de no entrar en la misma clasificación, se puede afirmar que hay una equivalencia de este tipo de irregularidad en ambos códigos.

#### 5) Irregularidad de sistemas no paralelos

Esta irregularidad sucede cuando los elementos verticales sismorresistentes no son paralelos a los ejes principales ortogonales del sistema (ASCE, 2017), como se muestra en la siguiente figura. Se puede observar que existen dos muros que no son paralelos al eje x, por lo tanto, la estructura se clasifica como irregular a pesar de que tenga muros paralelos en el eje y.



**Figura 72.** Irregularidad de sistemas no paralelos según ASCE 7 – 16

Nuevamente, al comparar con el CSCR 2010/14 se observa que existe una restricción de regularidad equivalente en la sección 4.3.2 b), la cual estipula que la estructura debe de tener dos ejes de resistencia en cada dirección ortogonal (CFIA, 2016).

A manera de resumen, se muestra en el siguiente cuadro cada una de las irregularidades horizontales o en planta presentadas. Así como su equivalencia, ya sea igual o similar en el Código Sísmico de Costa Rica y su aplicabilidad según la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011) a otras estructuras que se comportan similar a una edificación. Cabe mencionar que el ASCE 7 – 16 hace referencia a la aplicabilidad en el comentario, no obstante, lo único que se menciona es que la irregularidad tipo 1 aplica únicamente a diafragmas rígidos (ASCE, 2017).

**Cuadro 9.** Cuadro resumen de irregularidades en planta según ASCE 7 - 16, su equivalencia al CSCR 2010/14 y su aplicabilidad a otras estructuras que se comportan como edificación

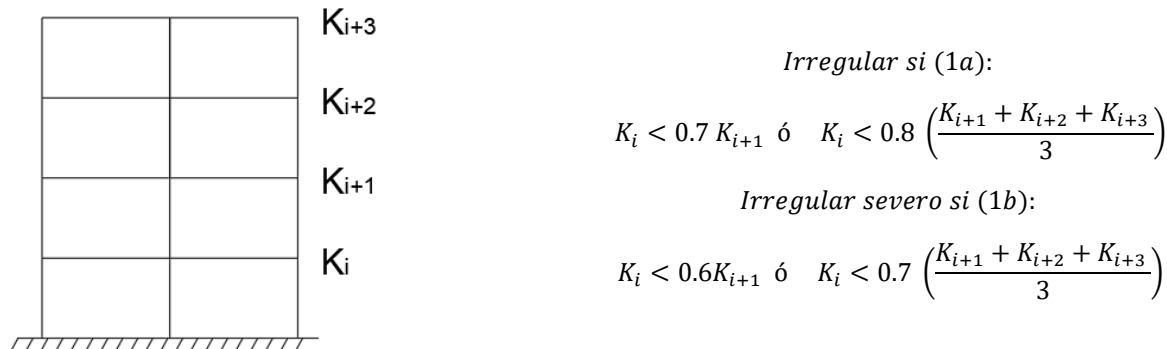
<b>Irregularidad según ASCE 7</b>	<b>Sección equivalente en el CSCR 2010/14</b>	<b>Aplicabilidad a OE</b>
<b>Tipo 1.</b> Irregularidad torsional	Sección 4.5 a) No son los mismos límites ni componentes, pero ambos basados en torsión	No aplica (ASCE, 2011), a menos de que haya diafragma rígido
<b>Tipo 2.</b> Irregularidad de salientes y entrantes	Sección 4.3.2 c) Hace referencia, pero no es el mismo criterio Sección 4.6 Diafragmas, pero no se considera como irregularidad	Aplica
<b>Tipo 3.</b> Irregularidad en discontinuidad en el diafragma	Sección 4.6 Diafragmas, pero no se considera como irregularidad	Aplica
<b>Tipo 4.</b> Irregularidad fuera del plano	Sección 4.3.1 a) Lo presenta como irregularidad vertical	Aplica
<b>Tipo 5.</b> Irregularidad de sistemas no paralelos	Sección 4.3.2 b) Lo presenta de manera equivalente	Aplica

#### 4.3.2.2. Irregularidades en altura

De igual manera, la norma ASCE 7 – 16 presenta cinco irregularidades estructurales verticales o en altura. De las cuales algunas aplican a estructuras que no clasifican como edificación, mientras que otras no son válidas. A continuación, se detallará brevemente sobre cada una, su equivalencia al código sísmico costarricense y su aplicabilidad a este tipo de estructuras.

##### 1) Irregularidad de rigidez (piso suave).

Se presenta cuando la rigidez lateral de un nivel es menor al 70% del nivel superior o menor al 80% del promedio de los tres niveles superiores. Se considera irregularidad severa si la rigidez lateral de un nivel es menor a un 60% de la del nivel superior o menor a un 70% de la rigidez promedio de los tres niveles superiores (ASCE, 2017). En la Figura 73 se muestra un esquema de la irregularidad.

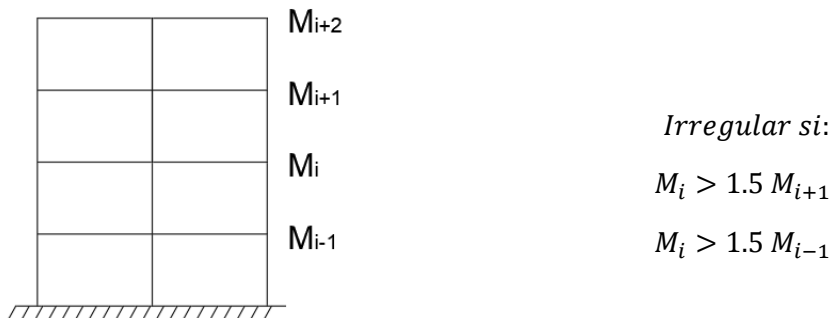


**Figura 73.** Irregularidad de rigidez según ASCE 7 – 16

Esta irregularidad se presenta en el CSCR 2010/14 en la sección 4.3.1 c), donde se expone que la capacidad en cortante, relacionado a la rigidez, de cada nivel en cada dirección ortogonal no debe ser menor que la capacidad en cortante del nivel superior inmediato (CFIA, 2016). Además, la sección 4.5 b) ii) señala que la rigidez en traslación lateral de cada piso no debe diferir en más del 30% a la rigidez del piso adyacente (CFIA, 2016), lo cual podría considerarse semejante a la irregularidad tipo 1a (no severa) del ASCE 7 – 16. De manera similar la sección 4.3.4 b) señala que existe irregularidad grave cuando la rigidez lateral de un nivel es menor al 60% del nivel superior.

### 2) Irregularidad de masa o peso

Este caso de irregularidad ocurre cuando la masa efectiva de un nivel es 1.5 veces la masa efectiva de un nivel adyacente, con la particularidad de que esto no aplica entre el nivel de techo y el piso inferior a este (ASCE, 2017). La Figura 74 ejemplifica lo anterior.



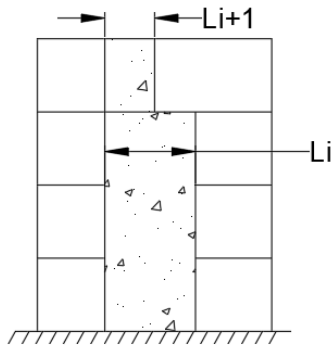
**Figura 74.** Irregularidad de masa o peso según ASCE 7 – 16

En el Código Sísmico de Costa Rica no se presenta esta irregularidad como tal, no obstante, podría relacionarse con lo expuesto en la sección 4.3.2 c) donde se indica que los centros de masa de todos los niveles deben proyectarse dentro de un rectángulo con lados equivalentes al 10% de cada dimensión ortogonal de la planta (CFIA, 2016). Sin embargo, no se puede afirmar que implican justamente lo mismo ya que una se refiere a la relación de masas entre niveles y otra a la posición del centro de masa, que puede depender de la distribución de las masas en la planta y no a la cantidad total. Por otra parte, en la sección 4.5 b) iii) del mismo se menciona que el peso de los niveles (peso sísmico), no debe diferir en más de un 50% de los pesos de los niveles adyacentes, lo que es equivalente a lo estipulado por ASCE 7 – 16.

### 3) Irregularidad de geometría vertical

En cuanto a la geometría vertical el ASCE 7 (ASCE, 2017) indica que cuando la dimensión horizontal de un sistema sismorresistente es mayor a 1.3 veces la misma dimensión en un nivel adyacente se debe considerar la estructura como irregular. Cabe destacar que esta irregularidad hace referencia a la dimensión del sistema sismorresistente y no de la estructura en general por eso es importante para estructuras que no clasifican como edificación, pero si se comportan como una (ASCE, 2017). Es necesario resaltar que esta relación aplica para cualquier nivel adyacente y no solo al superior como se muestra en la siguiente figura.





*Irregular si:*

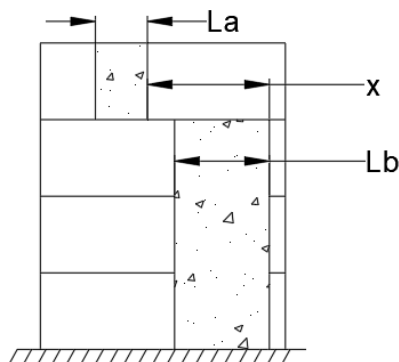
$$L_i > 1.3 L_{i+1}$$

**Figura 75.** Irregularidad por geometría vertical según ASCE 7 – 16

Este tipo de irregularidad no tiene semejante en el CSCR 2010/14, sin embargo, se podría relacionar con dos tipos de irregularidades mencionadas. La primera en la sección 4.3.1 a) donde se indica que todos los elementos verticales deben ser continuos o lo estipulado en la sección 4.3.4 b) donde se señala como irregularidad grave que la capacidad en cortantes sea menor al 80% a la del nivel superior (CFIA, 2016). Si bien éstas no implican lo mismo, la longitud del elemento está relacionado a su capacidad en cortante.

*4) Irregularidad por discontinuidad de elementos verticales*

Respecto a este caso de irregularidad, el ASCE 7 – 16 indica que cuando hay un sistema sismorresistente desplazado respecto a otros elementos en el mismo eje, existe una sobrecarga en los elementos estructurales y se propicia el volcamiento, por lo que debe considerarse la estructura como irregular. Sin embargo, se presenta un margen permisible de desplazamiento, como se muestra en el siguiente esquema de la Figura 76. Irregularidad por discontinuidad en elementos verticales.



*Irregular si:*

$$x > L_a$$

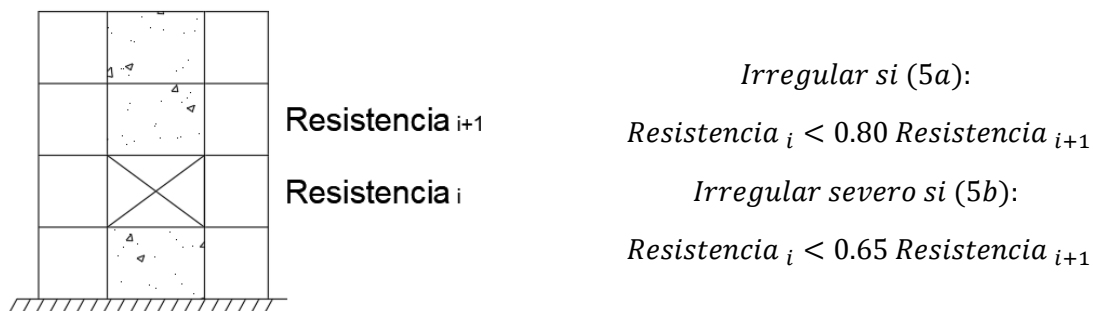
$$x > L_b$$

**Figura 76.** Irregularidad por discontinuidad en elementos verticales según ASCE 7 – 16

En cuanto a la discontinuidad en elementos verticales, el código costarricense expone en la sección en la sección 4.3.1 a) que para que una estructura sea regular todos los elementos deben ser continuos desde la base hasta el nivel de techo, sin discontinuidades ni desfases horizontales (CFIA, 2016). Por ende, se podría afirmar que son equivalentes, pero que el CSCR 2010/14 es más estricto que el ASCE 7, dado que no permite desfase alguno.

5) *Irregularidad por resistencia lateral discontinua (piso débil)*

Según el ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) esta irregularidad ocurre cuando la resistencia lateral de un nivel es menor al 80% de la resistencia del nivel superior. La resistencia de un nivel lateral se define como el total de la resistencia de todos los elementos sismorresistentes que resisten cortante en la dirección en consideración (ASCE, 2017). Si la resistencia lateral es menor al 65% se considera como una irregularidad severa, o de tipo 5b, lo anterior se muestra gráficamente en la Figura 77. *Irregularidad por resistencia lateral discontinua*



**Figura 77.** Irregularidad por resistencia lateral discontinua según ASCE 7 – 16

En cuanto a la equivalencia de este criterio con lo expuesto en el CSCR 2010/14, se tiene en la sección 4.3.1 c) que la capacidad en cortante de cada piso no es menor que la capacidad del piso superior inmediato en cualquier dirección. Mientras que la sección 4.3.4 expone que se trata de una irregularidad severa si la capacidad en cortante de un nivel es menor al 80% del superior (CFIA, 2016). Nuevamente se puede observar que el código costarricense es más severo que el estadounidense en cuanto a este criterio.

Como se realizó anteriormente con las irregularidades en planta, el Cuadro 10 muestra un resumen de las irregularidades verticales, su sección equivalente en el Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014 y su aplicabilidad a estructuras que no clasifican como edificación, pero se comportan como una. Es necesario resaltar que la mayoría de las irregularidades no tiene un equivalente directo, ya sea porque no se menciona lo mismo o porque los límites permisibles

difieren. Por lo tanto, se sugiere compararlos, haciendo cálculos de casos reales usando ambas metodologías, y establecer una equivalencia al menos para las que apliquen para otras estructuras similares a edificaciones. La aplicabilidad está basada en lo sugerido por el ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) y la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011).

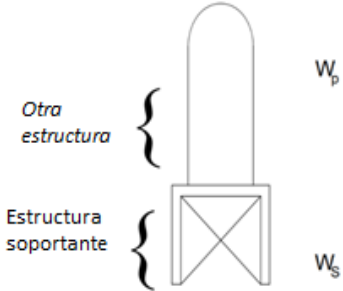
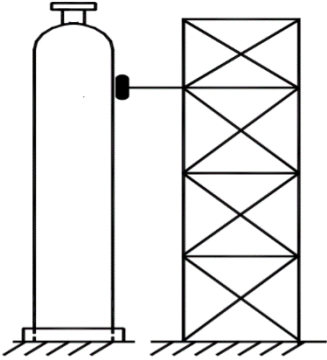
**Cuadro 10.** Cuadro resumen de irregularidades en altura según ASCE 7 - 16, su equivalencia al CSCR 2010/14 y su aplicabilidad a *otras estructuras* que se comportan como edificación

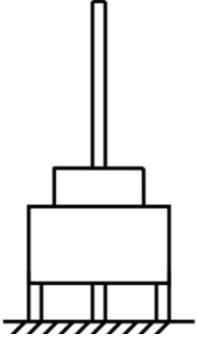
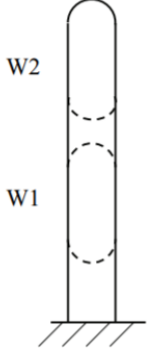
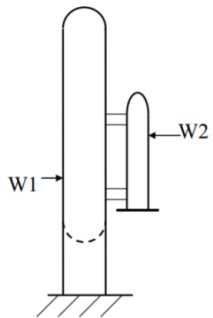
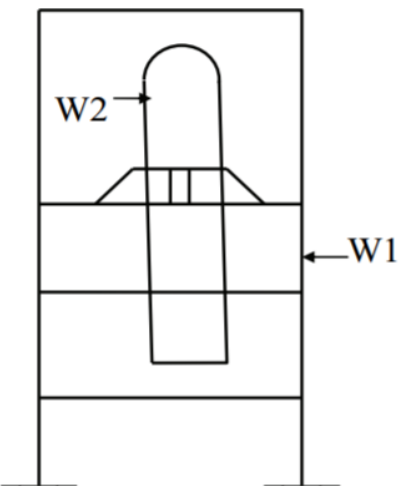
<b>Irregularidad según ASCE 7</b>	<b>Sección equivalente en el CSCR 2010/14</b>	<b>Aplicabilidad a OE</b>
<b>Tipo 1.</b> Irregularidad de rigidez (piso suave)	Sección 4.3.1 c) Similar en términos de cortante, pero sin límites permisibles. Sección 4.5 b) ii) Equivalente a irregularidad moderada, pero sin el promedio de rigideces. Sección 4.3.4 b) Equivalente a la irregularidad severa, pero sin promedio de rigideces.	Aplica
<b>Tipo 2.</b> Irregularidad de masa o peso	Sección 4.3. 2 c) No equivalente, sin embargo, se refiere a centros de masa cercanos. Sección 4.5 b) iii) Equivalente incluyendo límites.	Aplica únicamente donde haya más de un nivel que soporte cargas significativas
<b>Tipo 3.</b> Irregularidad de geometría vertical	Sección 4.3.1 a) No equivalente, pero indica que elementos verticales deben ser continuos sin desfases, pero no tiene límites. Sección 4.3.4 b) No equivalente, pero indica límite mínimo de capacidad a cortante, relacionado a la longitud del elemento.	Aplica si se refiere estrictamente a la distribución de la rigidez y las dimensiones horizontales del sistema sismorresistente, no generales
<b>Tipo 4.</b> Irregularidad por discontinuidad en elementos verticales	Sección 4.3.1 a) Similar pero no permite desfase alguno, más severo.	Aplica
<b>Tipo 5.</b> Irregularidad por resistencia lateral discontinua (piso débil)	Sección 4.3.1 c) Similar pero no expone límites explícitos de capacidad. Sección 4.3.4 Similar, pero con límite más severo para irregularidad grave.	Aplica

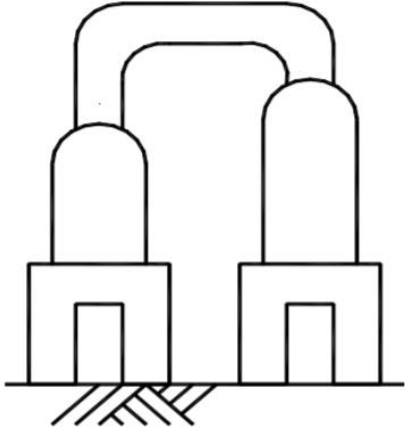
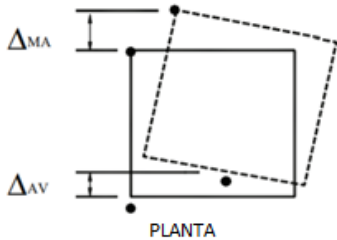
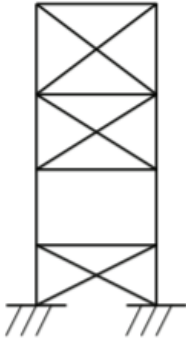
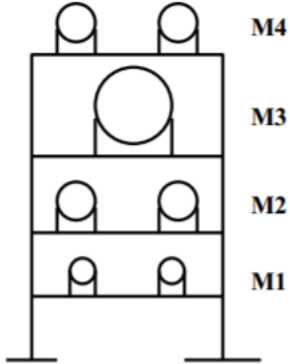
4.3.2.1. Irregularidades para otras estructuras que no tienen un comportamiento similar a una edificación

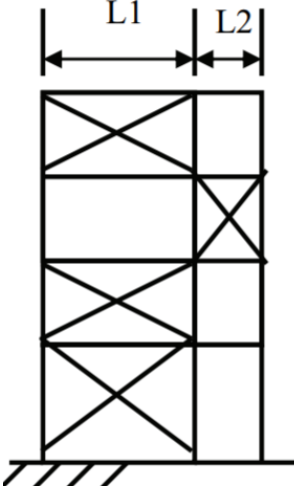
En el caso de estructuras que no clasifican como edificación (*otras estructuras*) pero no tienen un comportamiento similar a una, las irregularidades de edificaciones no son aplicables. En cuanto a este tema, la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011) es más clara respecto a cuáles irregularidades aplican para este tipo de estructuras que el ASCE 7 – 16, presentando esquemas que explican cuándo debe utilizarse un análisis dinámico y donde no es permitido el análisis de fuerzas laterales. Esto se resume en el siguiente cuadro (Cuadro 11). Es importante resaltar las irregularidades número 8, 9, 10 y 11 de este cuadro son similares a las expuestas para otras estructuras que se comportan similar a una edificación, por lo que pueden tener equivalencia en el CSCR 2010/14; sin embargo, las irregularidades del 1 al 7 no tienen semejante en el código costarricense actual.

**Cuadro 11.** Irregularidades en *otras estructuras* que no clasifican como edificación según la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011).

Nr.	Esquema	Criterio de irregularidad
1	 <p>Otra estructura</p> <p>Estructura soportante</p> <p><math>W_p</math></p> <p><math>W_s</math></p>	<p>Estructura flexible que no clasifica como edificación donde <math>W_p &gt; 0.25(W_p + W_s)</math> y está colocado en una estructura de soporte flexible. La flexibilidad de los soportes y las conexiones deberá ser considerado en el análisis.</p>
2		<p>Estructura arriostrada con marco que no clasifica como edificación la cual provee un soporte no uniforme horizontal (no se puede asemejar a una viga). Se debe modelar con el efecto acoplado de ambos sistemas.</p>

<p><b>3</b></p>		<p>Calderas o calentadores con una chimenea flexible soportada en la caldera o calentador.</p>
<p><b>4</b></p>		<p>Contenedores verticales superpuestos como una distribución de masa no uniforme donde <math>W1 &gt; 1.5W2</math> ó <math>W1 &lt; 0.67W2</math>.</p>
<p><b>5</b></p>		<p>Contenedores verticales con contenedores grandes adjuntos. Se considera un contenedor grande adjunto si <math>W2 &gt; 0.25(W1+W2)</math></p>
<p><b>6</b></p>		<p>Estructuras que no clasifican como edificación que tengan equipo soportado en un nivel intermedio con <math>W2 &gt; 0.25(W1+W2)</math>. Deberá incluir un análisis con el sistema acoplado incluyendo la masa del equipo y la flexibilidad de los soportes de este. Es de especial importancia si el equipo se encuentra soportado cerca del centro de masa.</p>

<p><b>7</b></p>		<p>Equipo flexible conectado por tuberías (de diámetro grande y paredes gruesas) y soportado por una estructura flexible. Se debe analizar incluyendo la tubería. Una respuesta acoplada es más favorecedora para el diseño de la tubería que si se trata por separado.</p>
<p><b>8</b></p>		<p>Otras estructuras con irregularidad torsional (solo si hay diafragma rígido o semirrígido) donde <math>\Delta_{MA} &gt; 1.2\Delta_{AVG}</math>.</p>
<p><b>9</b></p>		<p>Otras estructuras con irregularidad de piso suave (vertical tipo 1 o 5 de la sección anterior).</p>
<p><b>10</b></p>		<p>Estructuras que no clasifican como edificación con irregularidad de masa (vertical tipo 2 de la sección anterior). Donde <math>M3 &gt; 1.5M2</math> ó <math>M3 &gt; 1.5M4</math></p>

<b>11</b>		<p>A diferencia del ASCE 7, la Guía de Instalaciones petroquímicas sugiere análisis dinámico si la rigidez de dos vanos verticales adyacentes difiere, es decir que la de uno sea menor al 70% de la rigidez del adyacente (de longitudes <math>L_1</math> y <math>L_2</math>) (ASCE, 2011). ASCE 7 sugiere que se realice cuando <math>L_1 &gt; 1.3L_2</math> (ASCE, 2017).</p>
-----------	---	--

#### ***4.3.3. Estructuras que no clasifican como edificación soportadas por otras estructuras***

En ciertos casos las estructuras que no clasifican como edificación pueden ser soportadas por otras estructuras y no ser parte del sistema sismorresistente principal (ASCE, 2017). En estos escenarios es requerido verificar los períodos con el fin de determinar cuál análisis es el pertinente. ASCE presenta dos categorías que definen los análisis.

##### *4.3.3.1 Estructuras con un peso menor al 25% del peso combinado*

Cuando el peso de la estructura que es soportada es menor del 25% de la suma del peso efectivo sísmico de la estructura que no clasifica como edificación y la estructura soportante, las fuerzas de sismo deberán ser obtenidas como si se tratase de un *componente no estructural* (ASCE, 2017). Los factores  $R_p$  y  $X_p$  mencionados en la sección de componentes no estructurales deberán ser tomados ya sea del Cuadro 31, Cuadro 32 para CNE o Cuadro 33 o Cuadro 34 (Ver anexo) para OE, dependiendo de cuál aplique al caso en estudio.

Además, la estructura soportante, de acuerdo con la regularidad de su estructuración deberá ser diseñada ya sea como una edificación tradicional o como una estructura que no clasifica como edificación, considerando el peso del sistema soportado dentro del peso sísmico (ASCE, 2017). Esto se traduce a que, si el peso es menor al 25% del peso combinado, la estructura que no clasifica como edificación que está siendo sostenida por otra se trata como un *componente no estructural*.

#### 4.3.3.2 Estructuras con un peso mayor al 25% del peso combinado

De manera contraria al escenario anterior, si la estructura que no clasifica como edificación tiene un peso mayor al 25% del peso efectivo sísmico combinado de la suma de la estructura y la estructura soportante; las fuerzas sísmicas deberán ser determinadas usando un análisis integrado que incluya tanto la estructura que no clasifica como edificación, así como su estructura soportante. Para llevar a cabo el análisis combinado, es de importancia conocer el período de la otra estructura, ya que esto define si tiene un comportamiento rígido o flexible (ASCE, 2011). Se presentarán los límites de período, así como sus implicaciones asociadas en el diseño en los siguientes dos puntos.

- **Período fundamental  $T < 0.06s$ .** En este caso la estructura soportada se comporta como un cuerpo rígido (ASCE, 2017). Por ende, tanto la estructura que no clasifica como edificación soportada y sus conexiones se diseñan como un componente no estructural (lineamientos del capítulo 2 de este capítulo) (ASCE, 2011).

Por lo tanto, se deben usar los valores de factor  $R_p$  iguales al valor  $R$  del Cuadro 34) y el valor  $X_p$  será tomado como 1.0. La estructura soportante deberá ser diseñada según los lineamientos de una edificación regular o una estructura que no clasifica como edificación según sea adecuado, siempre y cuando se considere el peso de la estructura soportada como parte del peso sísmico (ASCE, 2011).

- **Período fundamental  $T \geq 0.06s$ .** De cumplirse esta condición, la estructura soportada deberá ser considerada como un cuerpo flexible o deformable (ASCE, 2017). Esto implica que se deben modelar de manera conjunta en un modelo combinado o la rigidez y la distribución de peso sísmico adecuado (ASCE, 2011). Además, se debe diseñar la estructura conjunta como una estructura que no clasifica como edificación, donde el valor  $R$  será el menor entre el valor  $R$  de la estructura soportada y la estructura soportante (ASCE, 2011). Las fuerzas para el diseño de conexiones deberán ser las obtenidas mediante el análisis dinámico combinado.



#### 4.3.4. Estimación del período

La estimación del período en una estructura que no clasifica como edificación, según ASCE 7 – 16, no varía significativamente de lo expuesto por el CSCR 2010/14. Para obtenerlo se deben utilizar las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos (ASCE, 2017). Cabe mencionar que en ninguna de las dos subcategorías de *otras estructuras* es permitido obtener el período con las aproximaciones presentadas en la sección 12.8.2.1 del ASCE 7 – 16 o la expuesta en la sección 7.4.5 Del Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014 basadas en los niveles de la estructura.

De manera específica, tanto ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) como la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011) proponen calcular el período fundamental con la aproximación del método de Rayleigh, el cual es descrito por la ecuación general 4.3-1 y por la ecuación 4.3-2 en función de los desplazamientos. Cabe mencionar que la segunda ecuación, es la presentada por ambos códigos de la ASCE, así como en el CSCR 2010/14 en la sección 7.4.6.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{W}{k}} \quad 4.3-1$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{x=1}^N W_x (\delta_x^e)^2}{\sum_{x=1}^N F_x \delta_x^e}} \quad 4.3-2$$

Donde:

- $W$  = peso total del sistema en consideración.
- $k$  = es la rigidez del sistema.
- $g$  = es la aceleración de la gravedad.
- $W_x$  = el peso en el nivel  $x$ .
- $\delta_x^e$  = el desplazamiento elástico obtenido con el método de fuerzas laterales o método estático.
- $F_x$  = Fuerza sísmica lateral aplicada en el nivel  $x$  aplicada en el centro de masa de cada nivel determinada con la ecuación 4.3-3. Lo cual aparece en la sección 7.4.4. del CSCR 2010/14 y en la sección 12.8.3 del ASCE 7 – 16.

$$F_x = V \frac{W_x h_x^k}{\sum_{n=1}^N W_n h_n^k} \quad 4.3-3$$

Donde:

- $h_x$  = la altura del nivel  $x$  sobre la base.
- $V$  = es el cortante en la base.
- $k$  = exponente para distribuir verticalmente la fuerza.

El método de Rayleigh es aceptado para estimar y comprobar el período fundamental de las estructuras que no clasifican como edificación (Scarlat, 1996). Cabe mencionar que el ASCE 7 – 16 presenta una forma estimada para obtener el período fundamental  $T$  en base a la variable “ $T_s$ ”, la cual es una relación del factor espectral en el período de un segundo y el factor espectral en el “plateau”. Sin embargo, esta ecuación no es recomendable para uso costarricense dado que los factores espectrales dinámicos (FED por sus siglas) estadounidense no son equivalentes a los de Costa Rica. Entonces debería ser verificado previamente con investigación antes de aplicarlo.

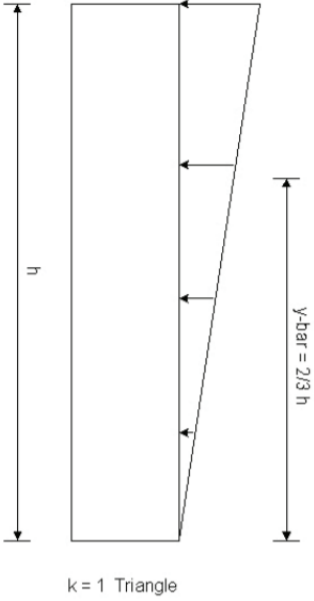
También es necesario resaltar que, de manera similar a las edificaciones, la estimación del período en las estructuras que no clasifican como edificación es un proceso iterativo. Donde la primera iteración puede realizarse usando el valor del “plateau” en la gráfica del FED según la ductilidad, la zona sísmica y el tipo de suelo. A partir de esto se obtiene el coeficiente sísmico, las fuerzas laterales y las deflexiones para estimar el período fundamental. Posteriormente se repite el proceso con el período obtenido hasta que converja, así como se suele aplicar con edificaciones regulares. Es posible que no haya reducciones significativas, debido a que gran parte de estas estructuras son rígidas y de períodos bajos, por lo que la reducción se presenta antes del “plateau” de la gráfica FED.

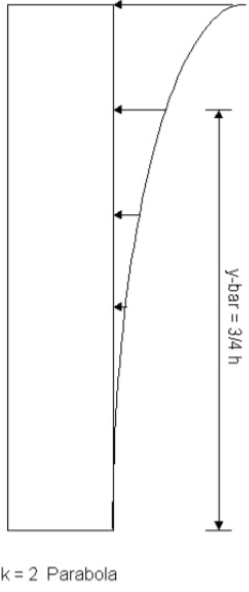
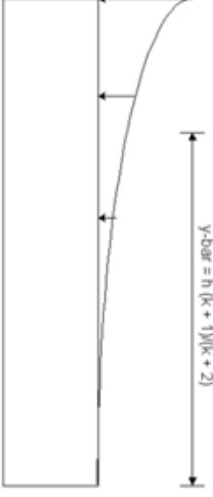
El método de Rayleigh aplica a todas las estructuras que no clasifican como edificación (ASCE, 2017). No obstante, en algunas investigaciones se han propuesto ecuaciones específicas para obtener el período de manera más directa. La Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011) propone en el apéndice 4.A una serie de ecuaciones para obtener el período de sistemas con cierta estructuración. Esto aplica principalmente a otras estructuras que no se comportan como edificación (ASCE, 2011), donde obtener el período mediante la ecuación 4.3-2 no es la manera más eficiente. Estas aproximaciones se presentan en el anexo 2 de este trabajo, junto a los esquemas que describen para qué estructura aplican.

#### 4.3.5. Distribución vertical de las fuerzas horizontales

En el caso donde el método estático sea aplicable, se debe suponer una distribución de las fuerzas horizontales a lo largo de cada nivel de la estructura para obtener el cortante basal. La práctica común al seguir los lineamientos del CSCR 2010/14 es suponer una distribución triangular. Sin embargo, tanto la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011) como el ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) exponen que este acomodo de fuerzas varía de triangular a parabólica y puntos intermedios según el período de la estructura. El Cuadro 12 muestra cada una de las distribuciones de fuerza aplicables en el método estático, así como sus criterios asociados para su uso y características generales.

**Cuadro 12.** Distribución de fuerzas laterales para el método estático según la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011).

Nr.	Esquema	Criterio
1	 <p style="text-align: center;">k = 1 Triangle</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Distribución triangular</li> <li>▪ <math>k=1</math> en el exponente de la ecuación 4.3-3.</li> <li>▪ Centroide a <math>2/3</math> de la altura total a partir de la base</li> <li>▪ Estructuras con períodos <math>\leq 0.5</math> segundos</li> </ul>

<p style="text-align: center;"><b>2</b></p>	 <p style="text-align: center;">k = 2 Parabola</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Distribución parabólica</li> <li>▪ <math>k=2</math> en el exponente de la ecuación 4.3-3.</li> <li>▪ Centroide a <math>3/4</math> de la altura total a partir de la base</li> <li>▪ Estructuras con períodos <math>\geq 2.5</math> segundos</li> </ul>
<p style="text-align: center;"><b>3</b></p>	 <p style="text-align: center;">k entre 1 y 2</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Distribución intermedia entre linear y parabólica</li> <li>▪ <math>1 &lt; k &lt; 2</math> en el exponente de la ecuación 4.3-3.</li> <li>▪ Centroide a <math>(k+1) / (k+2)</math> de la altura total a partir de la base</li> <li>▪ Estructuras con períodos entre 0.5 y 2.5 segundos</li> </ul>

Por último, es importante resaltar que estas distribuciones aplican únicamente a casos donde la distribución de la masa en altura sea regular, el método estático sea permitido y cuando la estructura no presente irregularidades significativas en planta y en altura (ASCE, 2011). Además, a pesar de que se presentan variaciones en la forma de la distribución respecto a la triangular, estas tres anteriores son aplicables a estructuras regulares siempre y cuando predomine el primer modo de oscilación (ASCE, 2011).

### 4.3.6. Demanda sísmica

#### 5.5.8.1 Importancia

De manera similar al caso del análisis de los componentes no estructurales, existe discrepancia entre el factor de importancia sugerido en el ASCE 7 – 16 y lo estipulado en el Código Sísmico de Costa Rica. En el caso del código estadounidense se escoge en función del riesgo relacionado al contenido de la estructura y su función, y deber ser el mayor valor entre lo estipulado por una norma específica de la *otra estructura*, por el ASCE 7 en la sección 1.5 o lo propuesto en el capítulo 15 del mismo (ASCE, 2017). El Cuadro 13 indica los factores de importancia  $I_e$  para riesgo sísmico propuestos en la sección 1.5 del ASCE 7 – 16 según cada categoría de riesgo, explicada en el marco teórico.

**Cuadro 13.** Factores de importancia para riesgo sísmico según ASCE 7 - 16

Categoría de Riesgo	Factor de importancia sísmico $I_e$
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

A lo largo del capítulo 15, como estipula la sección de factor de importancia, solo se hace referencia a factores específicos de importancia a parte del cuadro anterior en dos ocasiones. La primera para estanterías de almacenamiento de acero o “*racks*” y la segunda para tanques que contenga líquidos soportados sobre el suelo. En el primer caso de las estanterías se propone utilizar un factor  $I_e=1.5$  cuando estas estén colocadas en un lugar abierto al público como supermercados o almacenes; mientras que para el segundo caso se señala que el factor debe ser igual a uno para tanque en la categoría de riesgo IV donde se revise si el líquido se puede derramar en la parte superior en tanques sin techo o tapa (ASCE, 2017).

De manera contraria el CSCR 2010/14 no hace referencia a estructuras que no clasifican como edificación y, además, sus factores de importancia no están basados en categorías de riesgo, sino que están en función de la ocupación en la tabla 4.1 (CFIA, 2016). Se podría decir que los grupos A y B del código costarricense son parecidos a la categoría de riesgo estadounidense IV, mencionada en el marco teórico, mientras que el grupo C es similar a la

clasificación III de alta ocupación. Finalmente, el grupo D se asemeja a la II y el E del CSCR 2010/14 sería equivalente a la I del ASCE 7.

En el caso del Grupo E se tiene una importancia de 0.75 en Costa Rica, mientras que el Cuadro 13 indica que se tiene 1.00 para la categoría I equivalente a instalaciones misceláneas en el caso estadounidense. De manera similar, el grupo C del código costarricense tiene un factor de importancia menor que el ASCE 7 – 16, ya que el C tiene  $I=1.00$  mientras que la clasificación III tiene 1.25. Por último, para las instalaciones esenciales (A) el CSCR 2010/14 propone una importancia de 1.25, mientras que el ASCE 7 – 16 aplica una importancia de 1.5 para el mismo caso. Se observa que hay una discrepancia similar a la encontrada en el caso de los *componentes no estructurales* respecto a ambos códigos, donde el Código Sísmico de Costa Rica tiene en tres clasificaciones de importancia valores menores que el ASCE 7-16 en los mismos casos.

Por lo tanto, al comparar ambos se observa que hay casos donde el factor de importancia es mayor que en otros, pero esto no se puede concluir de manera absoluta, ya que no se encuentra bibliografía que compruebe que la categoría de riesgo estadounidense sea equivalente a las clasificaciones del CSCR 2010/14. Asimismo, es de importancia resaltar que la mayor diferencia entre edificaciones y otras estructuras es que no siempre hay presencia humana y que las prácticas tanto constructivas, como de diseño, no son de la misma calidad en ambos países. Es por esta razón que se sugiere hacer una revisión de los factores  $I$  ya existentes en el código costarricense con el fin de determinar si se mantienen igual, se agregan notas adicionales para estructuras que no clasifican como edificación o si es necesario aumentar los factores de importancia, para asegurar estar del lado de la seguridad.

#### *5.5.8.2 Factor de Sobrerresistencia*

Este término es común tanto en los cálculos del ASCE 7 – 16 y el CSCR 2010/14, sin embargo, en el primero se le denomina con el símbolo omega  $\Omega_0$  mientras que en Costa Rica se denomina SR. Soules (2017) señala que el fin de este valor en el diseño es considerar los escenarios donde algún elemento frágil aislado pueda perjudicar la estabilidad de toda la estructura con su falla. La definición del factor en términos de comportamiento de la estructura depende del comportamiento elástico de la misma y su punto de fluencia máxima; la sobrerresistencia es el margen entre el cortante de diseño y el cortante máximo de fluencia (presencia de varias rótulas plásticas) (ASCE, 2017).

La existencia de la sobrerresistencia se debe principalmente a cuatro causas: 1) los materiales tienen más capacidad de la establecida en sus fichas técnicas, 2) el diseño de los elementos como vigas y columnas es reducido por el factor  $\phi$ , 3) se utilizan secciones con mayor resistencia a la mínima requerida según el análisis y 4) porque el diseño podría estar regido por deformaciones y no resistencia (ASCE, 2017). Es por esta razón que se divide entre este valor a la hora de calcular la demanda sísmica, ya que permite reducir las fuerzas en condición de fluencia a la condición de diseño, posteriormente también se disminuye por el factor de modificación de respuesta R, explicado más adelante. Además, la SR se utiliza en la estimación de la fuerza de diseño en las conexiones, similar al caso de los *componentes no estructurales*.

Como se discutió anteriormente, el CSCR 2010/14 básicamente utiliza dos posibles valores, 2.0 para estructuras duales, tipo muro y tipo dual y 1.2 para "voladizos y otros" (CFIA, 2016). Para los métodos alternos de análisis como capacidad espectral y de respuesta en el tiempo no se debe dividir el coeficiente entre el factor y se usa un valor de 1.2 para estimar la capacidad real sismorresistente. Por el contrario, el ASCE 7 – 16 tiene valores de sobrerresistencia asignados tanto para otras estructuras que se comportan como edificaciones como para otras estructuras que no se comportan como edificaciones, dependiendo del tipo de estructura, su sistema sismorresistente y el material predominante (ASCE, 2017).

En el código estadounidense los valores fluctúan entre uno y tres, en vez de uno y dos en el caso de Costa Rica. Otra diferencia significativa entre ambos lineamientos es que en el país no se hace referencia a los materiales de la estructura, solo a su sistema sismorresistente. Además, en el código norteamericano se exponen subclasificaciones de altura permitida donde cambia el valor de la sobrerresistencia (ASCE, 2017). Al igual que con los componentes no estructurales, en el CSCR 2010/14 no hay especificación de cómo obtener las fuerzas para las conexiones, según lo estudiado lo recomendado es multiplicar la fuerza lateral de diseño por la sobrerresistencia correspondiente (ASCE, 2017), similar a como se mencionó en la sección 3.2.5 de este trabajo. Los valores de SR según el ASCE 7 – 16 se muestran en el Cuadro 33 y el Cuadro 34 (Ver anexo), mientras que los del CSCR 2010/14 fueron mencionados anteriormente.

### 5.5.8.3 Factor de Modificación de Respuesta R

El factor de modificación de respuesta (R) ya ha sido discutido en el capítulo anterior de este trabajo, sin embargo, a diferencia del caso de *componentes no estructurales*, en el CSCR 2010/14 no se hace referencia a este valor para estructuras en general; pues se trabaja con espectros de diferente ductilidad. El comentario del ASCE 7 – 16 describe que la intención de utilizar R es reducir la demanda, partiendo del hecho de que esta se mantiene en el rango elástico con el sismo de diseño (ASCE, 2017). Es decir que R se utiliza para reducir las fuerzas de diseño y asegurar que la estructura no colapsará, a pesar de que sufra daños (Soules, 2017). Además, Soules (2017) indica que esta constante relaciona la sobrerresistencia, así como de la ductilidad de los componentes estructurales.

Lo anterior se traduce a la ecuación 4.3-4, donde el factor R está en función del factor de sobrerresistencia  $R_s$  (equivalente a  $SR$  o  $\Omega_0$ ), el valor  $R_R$  el cual es un factor de redundancia que generalmente se toma como igual a 1.0 (ecuación 4.3-5) y el factor de ductilidad  $R_\mu$ , que no es igual a la ductilidad local o global (Whittaker, Hart y Rojahn, 1999). El ASCE 7 - 16 en la sección 15.6 indica que para otras estructuras que no se comportan como una edificación, el factor de redundancia es igual a 1.0. Sin embargo, para las que si se comportan como una edificación no se especifica el valor, pero generalmente se toma como 1.0 debido a que las estructuras que no clasifican como edificación no suelen contar con redundancia lateral significativa (ASCE, 2017).

$$R = R_s R_\mu R_R \quad 4.3-4$$

$$R = R_s R_\mu \quad 4.3-5$$

Como se mencionó anteriormente,  $R_R$  se toma como 1.0, lo que resulta en la ecuación 4.3-5. Al dividir entre  $R_\mu$  y entre  $R_s$  (es decir entre R) el espectro de respuesta elástico (con ductilidad asignada  $\mu=1.0$ ), se reducen los valores de fuerza lateral a la fuerza de diseño (ASCE, 2017). Por lo tanto, este factor es de gran peso en la metodología de obtención de la demanda sísmica, ya que está ligado a las fuerzas finales de diseño y es por esta razón, que es necesario tener uno para cada tipo de *otra estructura*, como se muestra en el Cuadro 33 y el Cuadro 34 (Ver anexo). Lo anterior indica que se deben proponer factores R para otras estructuras en el Código Sísmico de Costa Rica, al igual que los valores de sobrerresistencia ya mencionados para poder realizar el cálculo de la demanda sísmica, o en su defecto definir ductilidades globales

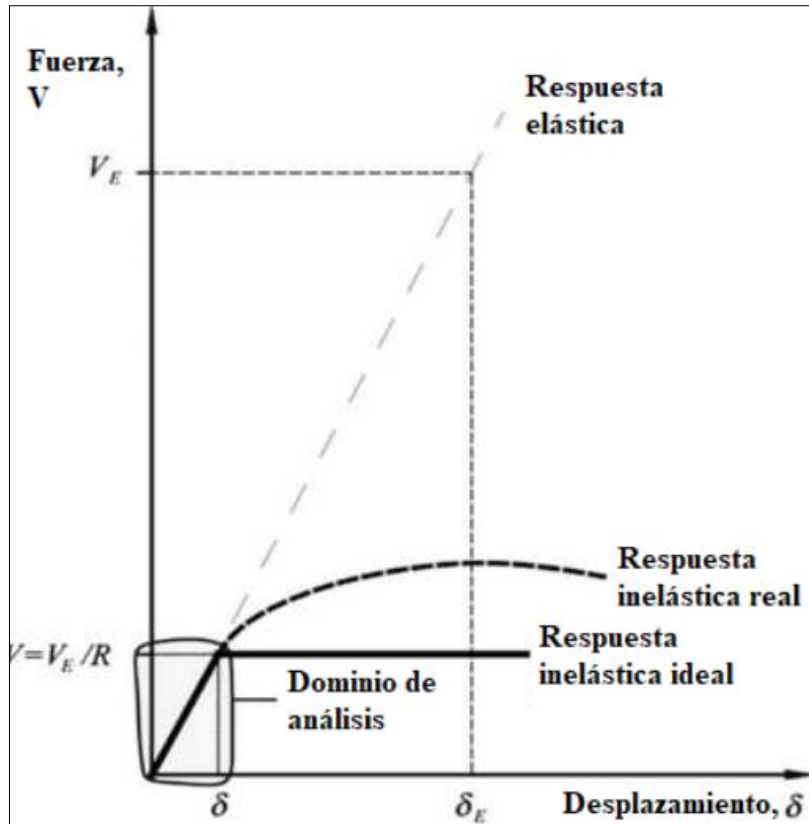


Se debe resaltar también, que el valor R busca reflejar el amortiguamiento, ductilidad, sobrerresistencia y redundancia, por lo que se considera empírico (Whittaker, Hart y Rojahn, 1999) y puede verse influenciado por el nivel de servicio de la estructura (ASCE, 2017). También busca manifestar el rango de fuerzas que puede desarrollar la estructura bajo cierto sismo, donde su comportamiento permanece en el rango elástico durante el sismo de diseño (ASCE, 2017). Es por esta razón que es difícil de estimar de manera exacta y depende en gran parte de investigaciones y registros pasados ya que también está en función del riesgo sísmico del terreno y su comportamiento. Por lo tanto, se dice que no tiene base técnica definida para los valores asignados (Whittaker, Hart y Rojahn, 1999).

El ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) indica que la constante R para cada estructura que no clasifica como edificación se puede tomar tanto de la tabla 12.2.-1 como de la 15.5.-4 de esta norma. La diferencia entre ambas es que la del capítulo 15 (tabla 15.5.-4) muestra valores de R más bajos que la del capítulo de edificaciones, esto debido a que se favorece a *otras estructuras* que tienen un comportamiento bueno comprobado en sismos anteriores (FEMA, 2013). Por lo tanto, intercambia la ductilidad por la resistencia, logrando así un desempeño similar y un diseño más económico (FEMA, 2013).

#### *5.5.8.4 Factor de Modificación de Deflexiones $C_d$*

Como lo expresa su nombre, el factor de modificación de deflexiones  $C_d$  es el valor por el que se multiplican las deflexiones elásticas del sismo de diseño para obtener las deformaciones últimas probables en la estructura (Soules, 2017). De manera similar, el comentario del ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) explica que este factor amplifica la condición idealizada de las fuerzas de diseño (es decir las reducidas por el factor R) con el fin de acercar más las deformaciones a su valor real. Lo anterior se muestra en la gráfica de la Figura 78, donde se observa la diferencia entre lo obtenido en el análisis con fuerzas reducidas que sería una condición inelástica ideal con comportamiento bilineal (línea negra) y lo que se espera que suceda realmente en la estructura en la misma circunstancia (parábola con línea punteada).



**Figura 78.** Relación gráfica entre la respuesta elástica, la inelástica real y la ideal  
Fuente: ASCE, 2017  
Modificado por: Stalder, 2018

Es por esta razón que se amplifican las deformaciones obtenidas con el sismo de diseño (es decir el reducido) para obtener las deformaciones inelásticas. Para la mayoría de los casos el valor de  $C_d$  es menor que el factor  $R$  para la misma estructura, las excepciones de esto son los escenarios donde las derivas inelásticas están asociadas a un mayor riesgo de colapso (ASCE, 2017). Asimismo, cuando el factor de modificación de deflexiones es significativamente menor que  $R$  está implícito que la estructura tiene un amortiguamiento mayor al 5% típico (ASCE, 2017).

El comentario del ASCE 7 – 16 (2017) expone también que el fin de esta constante es compensar la reducción que se le hace al espectro de respuesta con  $R$  para así no subestimar las derivas posibles con el sismo máximo posible ( $I=1.5$ ). Si bien buscan compensar la reducción, se resalta que no necesariamente esta amplificación hace las deformaciones iguales a las del sismo máximo posible, pero si las hace compatibles con los límites de derivas por nivel propuestos por el ASCE 7 – 16 en la sección 12.12 (ASCE, 2017). Finalmente, cabe mencionar que este factor no representa la amplificación de deformaciones de la estructura como un todo,

sino que se aplica para que nivel o piso de esta (ASCE, 2017). Es decir que, el valor  $C_d$  no cambia el comportamiento de la estructura, como su modo de oscilación o período fundamental, entre el escenario elástico y el inelástico (ASCE, 2017)

Debido a que no se propone de manera explícita las ductilidades para cada tipo de estructura que no clasifica como edificación, aplicar el método de cálculo de desplazamientos inelástico del CSCR 2010/14 como se explica detalladamente en la sección 4.3.7 de este trabajo no es viable. Es por esta razón que es necesario utilizar los factores de modificación de deflexiones para obtener las deformaciones últimas según la metodología explicada más adelante. Por lo tanto, se sugiere que se utilicen los factores de  $C_d$  del ASCE 7 – 16 presentados en el Cuadro 33 y el Cuadro 34 (Ver anexo) mientras se evalúan cuáles valores son aptos para Costa Rica y cuáles podrían cambiarse.

#### 5.5.8.5 *Coefficiente Sísmico*

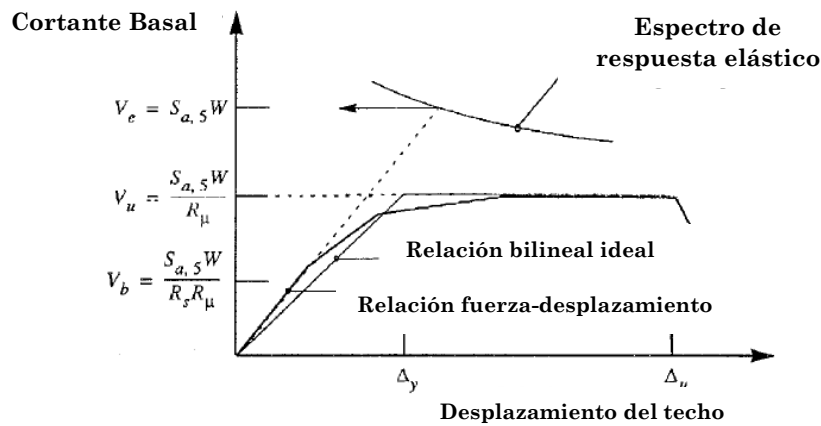
El coeficiente sísmico CS es el punto donde converge toda la información recopilada hasta el momento. Se buscó proponer una metodología donde no fuera necesario hacer cambios sustanciales al proceso típico que ya se realiza para calcular este valor para edificaciones en el CSCR 2010/14. En este caso, el objetivo principal fue poder usar las gráficas del capítulo 5 del código costarricense sin cambios mayores en la metodología lo cual fue posible, con unas variaciones leves que se describirán más adelante.

La diferencia principal entre el Código Sísmico de Costa Rica y el ASCE 7 – 16 es que el código estadounidense utiliza espectros de respuesta distintos a los costarricenses lo que es predecible ya que el riesgo sísmico es distinto. Además, ambos difieren en la forma en la que reducen los espectros de respuesta, empezando por el hecho del que el ASCE 7 lo hace en términos aceleración, mientras que en Costa Rica no es así, el FED se multiplica posteriormente por la aceleración pico efectiva del suelo para obtener el coeficiente sísmico. De igual manera cabe resaltar, que como se mencionó en el marco teórico, los sismos de diseño y el máximo considerado difieren en pocos aspectos en la forma de calcularse.

Entre otras diferencias identificadas, se encontró una fundamental que afecta la manera en la que se debe calcular el coeficiente para *otras estructuras* utilizando el CSCR 2010/14. Los norteamericanos trabajan con un único espectro de respuesta elástico (ductilidad igual a 1.0) que posteriormente se reduce con el factor R, el cual considera la ductilidad y la sobrerresistencia. Al contrario, en el CSCR 2010/14 los espectros de respuesta se presentan ya

reducidos según su ductilidad (factor  $R_\mu$  mostrado en la sección 5.5.8.6) y no entre el factor SR, que se encuentra en la ecuación del CS. Es decir que en el ASCE 7 – 16 no se muestran los espectros según cada ductilidad, mientras que el Código Sísmico de Costa Rica sí.

Es por esta razón que para poder utilizar los valores FED del CSCR 2010/14, es necesario trabajar con la condición elástica y no con la ductilidad asignada (la cual se desconoce inicialmente), utilizando el factor R para utilizar el espectro a la realidad de *otra estructura* en cuestión. Esto se debe a que el factor R trae implícito la ductilidad, la cual se podría obtener de manera directa siguiendo el procedimiento de la sección 5.5.8.6. En la gráfica de la Figura 79 se explica lo mencionado anteriormente; el espectro de respuesta elástico (curva superior) se reduce inicialmente con  $R_\mu$  para llegar a la condición última ( $V_u$  en la gráfica) y se reduce nuevamente por la sobrerresistencia para llegar a la condición de diseño ( $V_b$ ). Y como se expuso en la ecuación 4.3-5 la multiplicación de ambos factores de reducción equivale a R.



**Figura 79.** Gráfica de la variación del cortante en la base respecto a las derivas a nivel de techo y su variación con los factores de reducción  
Fuente: Whittaker, Hart y Rojahn, 1999

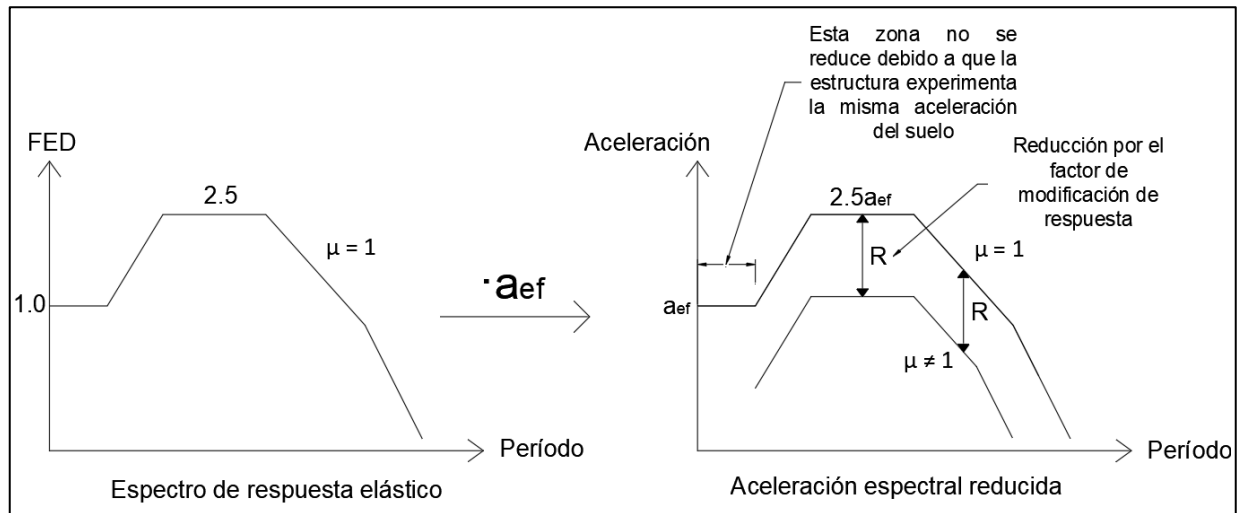
Entonces se puede afirmar que el CSCR 2010/14 presenta en las gráficas del capítulo 5 la condición elástica ( $V_e$  en la gráfica) con ductilidad 1.0 y las reducidas por  $R_\mu$  que serían las asociadas a las diferentes ductilidades. Para utilizar el factor R del ASCE 7 – 16, se debe dividir el FED para ductilidad 1.0 entre este valor y no dividir entre la sobrerresistencia, ya que ya está considerada en R. Tomando en cuenta lo anterior, la forma de obtener el coeficiente sísmico pasaría de la ecuación actual del código costarricense mostrada en 4.3-6 (CFIA, 2016) a la versión mostrada en la ecuación 4.3-7.

$$CS = \frac{I a_{ef} FED_{\mu \text{ asignado}}}{SR} \quad 4.3-6$$

$$CS = \frac{I a_{ef} FED_{\mu=1.0}}{R}$$

4.3-7

El procedimiento explicado anteriormente para calcular el coeficiente sísmico se muestra puntualmente a continuación, asimismo se muestra de manera gráfica en la Figura 80 lo que implica hacer estas reducciones en el espectro de respuesta dinámico.



**Figura 80.** Representación gráfica de la reducción del espectro de respuesta dinámico con el factor R

Procedimiento propuesto:

- Escoger las constantes R y  $\Omega$  (SR) del Cuadro 33 o el Cuadro 34 (Ver anexo) según el sistema estructural o el tipo de estructura que no clasifica como edificación que se tenga.
- Obtener la aceleración pico efectiva  $a_{ef}$  según el tipo de suelo y la zona sísmica en la tabla 2.3. del CSCR 2010/14.
- Escoger la gráfica del factor espectral dinámico en el capítulo 5 del CSCR 2010/14 o según el Anexo E del mismo según el tipo de suelo y zona para una ductilidad asignada igual a 1.0.
- Para el período de la estructura, escoger el valor de FED asociado con una ductilidad igual a 1.0., si se desconoce el período se puede estimar usando el valor del "plateau" y repetir el proceso para que haya convergencia.
- Multiplicar el factor espectral dinámico escogido por la aceleración pico efectiva del paso B y así obtener la aceleración de la estructura  $S_a$ .

- F. Dividir la aceleración de la estructura  $S_a$  del paso E entre el factor R asociado.
- G. Multiplicar el valor de F por la importancia asignada de la estructura, y así obtener el coeficiente sísmico.

#### 5.5.8.6 Ductilidad

La ductilidad asignada de la estructura es una de las mayores diferencias entre las estructuras que no clasifican como edificación y las edificaciones. Debido a que su sistema sismorresistente, sus elementos o materiales están definidos por factores distintos a las cargas tradicionales (Soules, 2017), también la probabilidad de ocupación humana es menor. En las estructuras que no clasifican como edificación, el factor R tiene requisitos y detallados asociados para que se cumpla la ductilidad requerida de la estructura (ASCE, 2017), por lo tanto, en la metodología estadounidense no se presenta de manera explícita la ductilidad ni como determinarla, como en la tabla 4.3 del CSCR 2010/14; sino que está implícita dentro del factor R.

Debido a lo anterior, obtener la ductilidad para cada estructura que no clasifica como edificación de manera directa no es una tarea sencilla. Sin embargo, existe una metodología para definirla a partir de la sobrerresistencia (o coeficiente de sobrerresistencia) y el coeficiente de ductilidad mencionados en la sección 5.5.8.3, no obstante, se trata de un proceso iterativo. El factor de ductilidad  $R_\mu$  mencionado en la sección anterior puede relacionarse con la ductilidad  $\mu$  mediante las ecuaciones propuestas en las ecuaciones 4.3-8, 4.3-9 y 4.3-10 mostradas a continuación (Chintanapakdee y Chopra, 2004); se aprecia que estas dependen de ciertos rangos de período, por lo tanto es necesario conocer el período natural de la estructura para aplicarlas correctamente.

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T_n < T_a \quad 4.3-8$$

$$R_\mu = \mu / \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{si } T_b < T_n < T_c \sqrt{2\mu - 1} / \mu \quad 4.3-9$$

$$R_\mu = 1 \quad \text{si } T_n > T_c \quad 4.3-10$$

Donde:

$T_n$ : período natural de la estructura

$T_a$ : período al inicio del "plateau" o meseta de la gráfica del factor espectral dinámico

$T_b$ : período al final del "plateau" o meseta de la gráfica del factor espectral dinámico

Por lo tanto, para obtener la ductilidad se debe seguir el siguiente procedimiento:

- A. Obtener el coeficiente sísmico según la sección 5.5.8.5 Coeficiente Sísmico, utilizando el gráfico de factor espectral dinámico (FED) acorde al suelo y la zona según el CSCR 2010/14, asumiendo un valor de FED en el plateau de la gráfica.
- B. Calcular el cortante basal y la fuerza sísmica de la estructura según lo descrito en la sección 7.4.3 y 7.4.4 del CSCR 2010/14.
- C. Calcular las deformaciones elásticas ya sea mediante lo descrito en la sección 4.3.7 de este trabajo o modelando la estructura en un programa de análisis.
- D. Obtener el período de la estructura según lo descrito por la sección 4.3.4 de este trabajo.
- E. Verificar la ecuación a utilizar según la restricción de período de 4.3-8, 4.3-9 y 4.3-10.
- F. Calcular el factor de ductilidad  $R_{\mu}$  con la ecuación 4.3-5 y los valores de sobrerresistencia y R obtenidos del Cuadro 33 o el Cuadro 34 (Ver anexo).
- G. Despejar la ductilidad con el valor de  $R_{\mu}$  obtenido en el paso F. y la ecuación escogida en el paso E. Debe ser redondeado al múltiplo de 0.5 menor más cercano.
- H. Realizar el proceso nuevamente desde el paso A., pero utilizando el valor de FED acorde a la ductilidad encontrada en el paso G.
- I. Repetir hasta que haya convergencia en el período y la ductilidad.

Cabe mencionar que, como se expuso anteriormente, es posible realizar el análisis y cálculo de demandas sísmicas sin obtener la ductilidad de manera explícita. Por lo tanto, el procedimiento anterior se propone en caso de que se busque incluir un cuadro de ductilidades asignadas para cada caso del Cuadro 33 o el Cuadro 34 (Ver anexo), con el que se pueda utilizar el FED del CSCR 2010/14 reducido por ductilidad o utilizar la ecuación para deformaciones últimas propuesta en el CSCR 2010/14.

#### *5.5.8.7 Estructuras sensibles a cargas verticales*

Otro punto en el que se diferencian las estructuras que no clasifican como edificación de las demás, es que su sistema sismorresistente en el sentido vertical puede ser distinto al de la dirección horizontal (ASCE, 2017). Lo que causa que haya estructuras más propensas a los movimientos verticales que otras y sea necesario considerar el efecto de las fuerzas verticales en su análisis. Algunos ejemplos de las estructuras dentro de este rango se enumeran a continuación.

- Tanques o contenedores que contengan líquidos o material granular.

- Tanques o contenedores apoyados sobre el suelo.
- Estructuras suspendidas como calderas, tanques y otros (ver Figura 81)
- Estructuras que contengan o sean voladizos horizontales.



**Figura 81.** Tanque calentador de agua suspendido  
Fuente: [www.grainger.com](http://www.grainger.com)

En el caso de estructuras colgantes y voladizos horizontales, para considerar el efecto de la carga vertical, el ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) indica cómo realizar la combinación de las direcciones de carga para efectos de análisis de resistencia, volcamiento y estabilidad. Para cada uno de los casos de estudio, se debe escoger la combinación que produzca el efecto crítico en términos de carga. De igual manera, las direcciones horizontales donde se aplique la carga deben ser aquellas donde el componente utilice su mayor capacidad de resistencia. A continuación, se muestran las direcciones de carga propuestas para los escenarios (ASCE, 2017).

- *Análisis de resistencia*
  - Utilizar 100% de las fuerzas en una dirección horizontal, más 30% de las fuerzas en una dirección perpendicular a esta horizontal y 30% de las fuerzas en dirección vertical.
  - Utilizar 100% de las fuerzas en la dirección vertical, más 30% de las fuerzas en sentido horizontal y 30% de las fuerzas la dirección perpendicular a la anterior.



- *Análisis de volcamiento y estabilidad*
  - Utilizar 100% de las fuerzas en una dirección horizontal, más 30% de las fuerzas en una dirección perpendicular a esta horizontal y 30% de las fuerzas en dirección vertical.

Con el fin de determinar la magnitud de las fuerzas verticales, el ASCE 7 – 16 de este tipo OE, es válido utilizar tanto el método estático, así como el método dinámico o de análisis de respuesta en el tiempo (ASCE, 2017). Para el caso del diseño de conexiones, la fuerza a utilizar debe ser obtenida con los últimos dos métodos expuestos anteriormente (ASCE, 2017). Cabe mencionar que el espectro de respuesta según el método estadounidense se debe reducir con la sección 11.9 del ASCE 7 – 16 para fuerzas verticales, por lo que se recomienda estudiar la compatibilidad de este con el método costarricense antes de aplicarlo en el país. Sin embargo, en el capítulo 17 del documento FEMA P-1051 (FEMA, 2016), en los ejemplos de diseño explica que es posible determinar el efecto vertical con la misma ecuación que para componentes no estructurales. Por lo tanto, se podría aplicar la ecuación 3.2-4 con los valores asignados a OE y la mitad de la aceleración pico efectiva, o alternativamente podría estimarse con  $2/3$  de  $a_{ef}$  según el código costarricense y ASCE 7 – 16. No obstante esto podría ser una estimación que sobreestima o subestima el efecto vertical, dependiendo de la cercanía a la falla, por lo que se recomienda trabajar con un espectro vertical (ASCE, 2017).

Finalmente, se recomienda utilizar la aceleración pico del espectro de respuesta (ASCE, 2017), es decir el factor espectral dinámico que se encuentra en la meseta o *plateau* de las gráficas del capítulo 5 del CSCR 2010/14, multiplicado por la aceleración pico efectiva del suelo y zona respectiva. Relacionado a esto es importante mencionar que se debe trabajar con el período vertical de la estructura a la hora de escoger el FED. También se resalta que para los cálculos asociados en la estimación del riesgo sísmico vertical se deben hacer con un factor de modificación de respuesta R igual a 1.0 (ASCE, 2017), excepto para el caso de tanques con paredes cilíndricas, donde se debe consultar los lineamientos específicos de los mismos en el ASCE 7.

#### **4.3.7. Deformaciones**

El tratamiento de las deformaciones tanto elásticas como inelásticas son similares a las de una estructura tradicional, sin embargo, el punto donde hay discrepancia entre ambas es en

las derivas máximas permisibles (ASCE, 2011). Las deformaciones elásticas  $\delta_e$  pueden obtenerse bajo el método de área de momentos, el cual es aplicable a gran variedad de estructuras sin importar su geometría, cuya ecuación general es 4.3-11 (Chang y Veas, 2000).

$$\delta_e = \int \frac{Mdx}{EI} \quad 4.3-11$$

Además, se indica que para obtener el período según la ecuación 4.3-1 en una estructura que no clasifica como edificación, las deflexiones elásticas deberán ser calculadas a partir de las fuerzas laterales aplicadas en el centroide de cada nivel (Building Seismic Safety Council, 2009). Cabe mencionar que se debe de tomar en cuenta la distribución de la fuerza lateral según lo estipulado en la sección 4.3.5 de este trabajo; de igual manera, se podrían utilizar las deformaciones brindadas por un programa de análisis estructural elástico con el modelado de la estructura en cuestión.

Respecto a las deformaciones inelásticas  $\delta_u$ , el ASCE 7 (ASCE, 2017) indica que para calcularlas es necesario multiplicar las elásticas obtenidas por un factor que depende de la división del factor de amplificación de deflexiones  $C_d$  y la importancia  $I$  de la estructura; como describe la siguiente ecuación. El factor  $C_d$  se obtiene de las tablas 12.1-1, 15.4-1 o 15.4-2 en el ASCE 7 -16 según donde clasifique la estructura, estas tablas se muestran en el anexo 1.

$$\delta_u = \delta_e \frac{C_d}{I} \quad 4.3-12$$

El efecto P – delta afecta estructuras expuestas a altas deflexiones laterales y sometidas a carga vertical y este tiene consecuencias negativas tanto en edificaciones como en otras estructuras. ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) recomienda tomarlo en consideración cuando sea crítico para el funcionamiento de la estructura, lo que queda principalmente a criterio del diseñador. Sin embargo, la sección 15.5.5.1 del mismo documento indica que para tanques y contenedores ubicados sobre torres estructurales sí se debe realizar el análisis considerando este efecto (ASCE, 2017). Es importante mencionar que se indica que el procedimiento anterior debe ser basado en los desplazamientos obtenidos según la ecuación 4.3-12 de este trabajo.

Por otra parte, se podrían calcular las deformaciones inelásticas a partir de lo estipulado en el CSCR 2010/14. En este caso, las mismas dependen del factor de desplazamiento inelástico  $\alpha$  cuyo valor máximo es 1 y para otras estructuras se recomienda que sea 1 según la tabla 7.1

(CFIA, 2016), del factor de sobrerresistencia SR y de la ductilidad global asignada  $\mu$ , así como de los desplazamientos elásticos, según la ecuación 4.3-13. Es necesario mencionar que para aplicar lo estipulado por el CSCR 2010/14 a estructuras que no clasifican como edificación es necesario obtener la sobrerresistencia del Cuadro 33 o el Cuadro 34 según la categoría de esta. Asimismo, la ductilidad se debe obtener según las ecuaciones presentadas en la sección 4.3.6 de este documento y no de la tabla 4.3 del CSCR 2010/14, ya que aplica únicamente a edificaciones.

$$\delta_u = \alpha \mu SR \delta_e \quad 4.3-13$$

Como se observó en la sección anterior, obtener la ductilidad de manera directa es un proceso iterativo que requiere la estimación de varias variables. Por lo tanto, si no existe una tabla de ductilidades asignadas a cada tipo de estructura que no clasifica como edificación, calcular las deformaciones últimas según el CSCR 2010/14 podría llegar a ser un proceso extenso. Es por esta razón que se sugiere que se estudie la ecuación 4.3-12 y su posible aplicabilidad al Código Sísmico de Costa Rica para el caso de estructuras que no clasifican como edificación.

En cuanto a los límites permisibles de derivas, tanto el *Building Seismic Safety Council* (2009) de Estado Unidos de América como la sección 15.4.5 del ASCE 7 (ASCE, 2017) indica que los límites aplican para edificaciones no deben ser cumplidos de manera obligatoria, siempre y cuando se demuestre que estos se pueden exceder sin afectar la estabilidad estructural del sistema. Se debe resaltar que los límites en edificaciones pueden ser muy estrictos o permisivos dependiendo de la OE en cuestión. Lo anterior debido a que algunas no tienen elementos sensibles a las deflexiones como paneles de vidrio o cielos suspendidos, mientras que otras (como instalaciones petroleras) poseen tuberías, contenedores o válvulas con mayor sensibilidad que un componente tradicional (ASCE, 2011).

Es por esta razón que, los límites de derivas sí son de importancia en escenarios donde haya elementos sensibles a las deformaciones adjuntos a la estructura o conectando dos de estas, por ejemplo, tuberías, pasillos o corredores elevados (ASCE, 2011). En caso de estructuras que no clasifican como edificación, pero se comportan estructuralmente como una, la Guía de Evaluación Sísmica y Diseño de Instalaciones Petroquímicas (ASCE, 2011) expone que hay una práctica generalizada entre ingenieros de aplicarles los límites estipulados para edificaciones, ya que optan por un diseño del lado de la seguridad.

## **CAPÍTULO V. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA**

En este capítulo se pondrá en práctica la metodología propuesta mediante cinco ejemplos de cálculo. Los primeros tres se enfocan en *componentes no estructurales* donde se estima la demanda sísmica de un cielorraso, una bandeja con tuberías y una planta de generación eléctrica. Además, se lleva a cabo el cálculo de las fuerzas de sismo para dos estructuras que no clasifican como edificación, la primera tiene un comportamiento estructural similar al de una edificación, ya que es un tanque elevado no integrado a su estructura de soporte. El último ejemplo es una estructura que no se comporta de manera similar a una edificación; donde es necesario aplicar el método dinámico, ya que hay irregularidad de masa.

### **5.1. Componentes no estructurales**

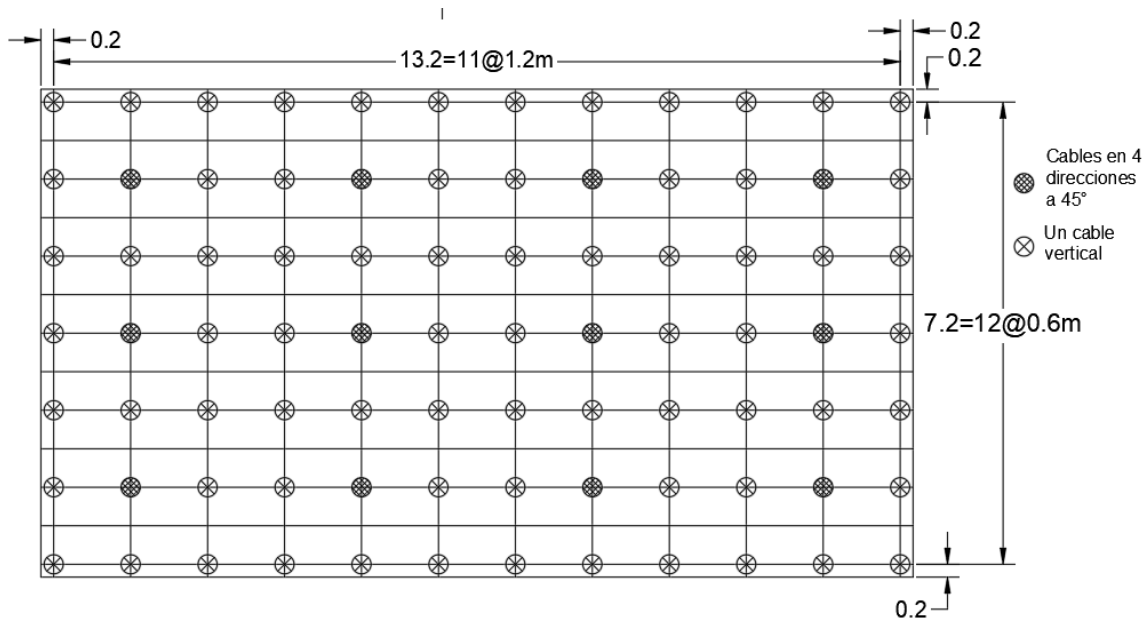
#### ***5.1.1. Estimación de la demanda sísmica de un cielorraso***

##### *5.1.1.1. Descripción*

El cielorraso por analizar está compuesto por una cuadrícula de perfiles de aluminio con sección T y tipo "sombbrero" y láminas de yeso de tipo estándar. Se encuentra en la provincia de San José en el cantón de Curridabat, en el tercer piso de un edificio de oficinas de cuatro niveles sobre un suelo tipo S4 según los parámetros del CSCR 2010/14.

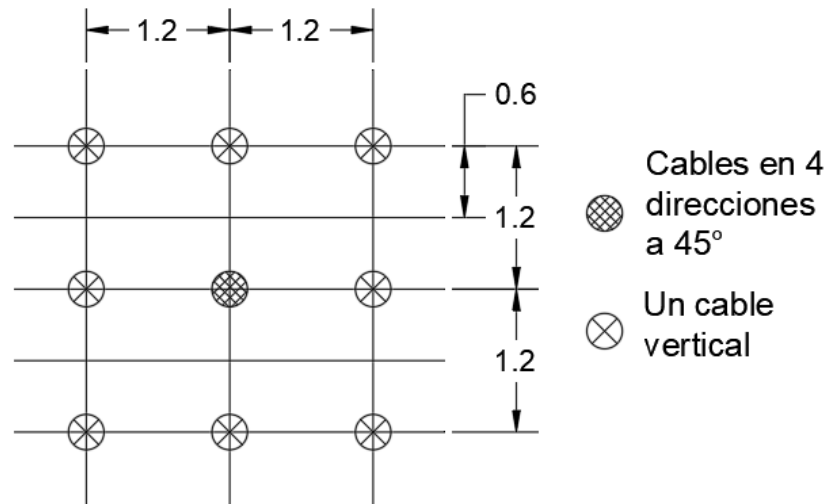
Se llevará a cabo el cálculo de la demanda sísmica  $F_p$  del componente como tal, con la cual se debe diseñar la cuadrícula de aluminio y la fuerza de diseño de las conexiones, que se obtiene al multiplicar  $F_p$  por la sobrerresistencia asignada.

Se asume que la cuadrícula de aluminio que soporta la estructura de yeso está fijada a la losa superior mediante cables (similar a la Figura 22 y la Figura 82) a 1.20 m, como se muestra en la siguiente figura. Los apoyos se colocan de acuerdo con las especificaciones de FEMA 74 y el tamaño típico de una lámina de yeso (0.6m x 1.2m). Como se muestra en el esquema de la Figura 83, los círculos con una equis representan un cable vertical ubicado cada 1.2 metros en ambas direcciones, mientras que el círculo con achurado representa un cable vertical con cuatro cables a 45 grados tanto en la dirección longitudinal como la transversal (ver Figura 84). Estos últimos están ubicados a 1.2 metros del borde y a 3.6 m entre sí en la dirección horizontal y 2.4 m en la dirección vertical.



**Figura 82.** Distribución en planta de cables rigidizadores en el cielorraso

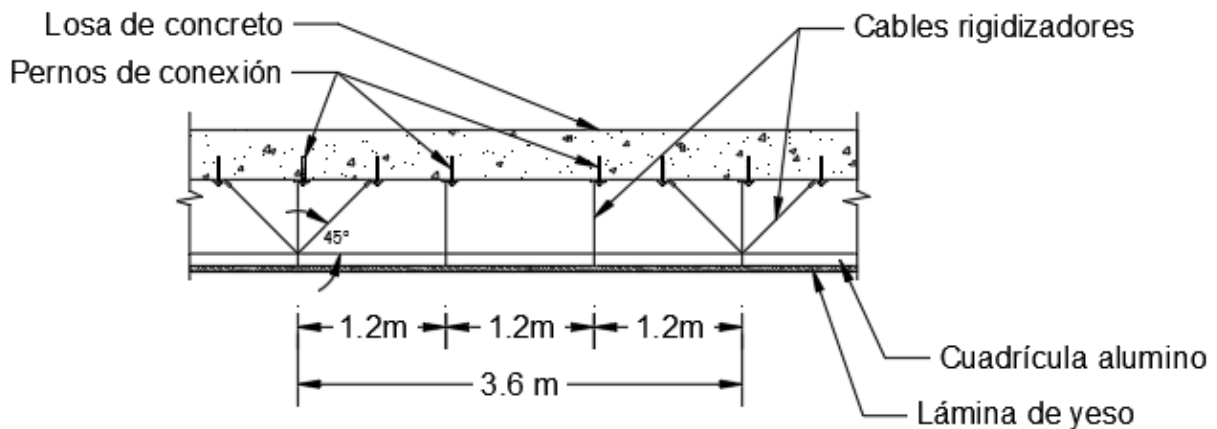
En el siguiente esquema se muestra una sección de la distribución mostrada en la figura anterior, donde se puede apreciar de manera más detallada el espaciamiento entre apoyos. Debido a esta distribución se trabajará la fuerza en unidades de kilogramo por metro cuadrado y con áreas tributarias, para efectos de cálculo de la fuerza en los cables de las conexiones y sus anclajes.



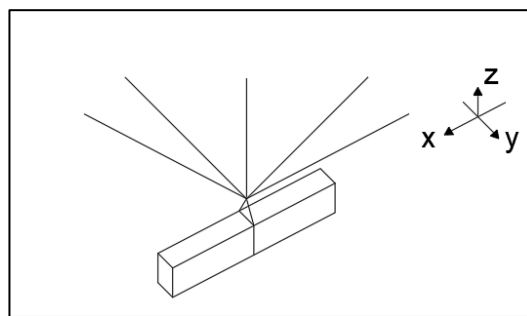
**Figura 83.** Detalle de la distribución de cables rigidizadores en el cielorraso

La altura entre niveles del edificio, medido de centro a centro de losa es de 3 metros y se considerará que el centro de masa del cielorraso está a 50 cm debajo del centro de la losa; por lo tanto, a una altura de 8.5 metros sobre el suelo (tercer nivel). En el siguiente esquema se

muestra la distribución de los apoyos en elevación (ver Figura 84) mientras que en la Figura 85 se ejemplifica la distribución piramidal de los cables inclinados.



**Figura 84.** Distribución de los cables de apoyo en elevación



**Figura 85.** Distribución espacial del apoyo en forma de pirámide

#### 5.1.1.2. Valores de diseño

En el Cuadro 14 se muestran los valores iniciales para estimar la demanda sísmica  $F_p$ , dentro de los cuales se encuentran la altura del edificio, la altura del componente, la zona sísmica, el tipo de suelo y su aceleración pico efectiva asociada. Además, se utilizaron valores de carga distribuida para las láminas de yeso y la cuadrícula de aluminio del capítulo 3 del ASCE 7 – 16, los cuales fueron verificados con láminas en el mercado nacional. Al ser un edificio de oficinas, entra dentro de la categoría de ocupación normal del CSCR 2010/14, por lo que tiene una importancia  $I_p=1.25$ . Los factores de amplificación del sistema  $X_p$  y modificación de respuesta  $R_p$ , se tomaron de la tabla 14.1 del CSCR 2010/14 para el caso de cielos suspendidos.

**Cuadro 14.** Valores iniciales para el cálculo de la demanda sísmica del cielorraso

Valores Iniciales		
Altura del Edificio hr	12 m	
Altura del anclaje Componente hx	8.5 m	Nota: Está debajo la losa de peralte de 30cm
Altura entre niveles	3 m	Nota: Se mide de centro de piso a piso
Tipo de suelo	S4	
Zona sísmica	ZIII	
Wy: Cielorraso de yeso	48 kg/m <sup>2</sup>	Nota: ASCE Tabla C3.1-1b. Se vende como láminas de
Wm: Cuadrícula de perfiles metálicos	10 kg/m <sup>2</sup>	Nota: ASCE Tabla C3.1-1b. Usualmente con canales de aluminio a cada lado de la lámina de 60cmx120cm
Parámetros para la estimación de la fuerza Sísmica Lateral		
hx/hr	0.71	<1 Cumple
Aceleración pico efectiva aef	0.36	Nota: Tabla 2.3. del CSCR 2010/14
Factor Importancia Ip	1.25	Nota: Tabla 4.1 del CSCR 2010/14 Ocupación Normal
Factor de amplificación del sistema Xp	1	Nota: Tabla 14.1 del CSCR 2010/14
Factor de modificación de respuesta Rp	2.5	Nota: Tabla 14.1 del CSCR 2010/14

### 5.1.1.3. Estimación de la demanda

- Carga permanente

El peso del componente Wp se toma como la suma de peso de la cuadrícula de aluminio típica y las láminas de yeso.

$$W_p = 48 \frac{kg}{m^2} + 10 \frac{kg}{m^2} = 58 \frac{kg}{m^2}$$

- Demanda sísmica Fp del componente (del sistema de soporte)

Una vez estimada la carga Wp es posible aplicar la ecuación 3.2-1 con los valores iniciales propuestos en el Cuadro 14.

$$F_p = \frac{X_p a_{ef} I_p}{R_p} \left(1 + 2 \frac{h_x}{h_r}\right) W_p = \frac{1 * 0.36 * 1.25}{2.5} \left(1 + 2 \frac{8.5m}{12m}\right) * 58 \frac{kg}{m^2}$$

$$F_p = 25.23 \frac{kg}{m^2}$$

Esta fuerza se multiplica por un área tributaria, que en el caso de la cuadrícula de aluminio es el área de la lámina de yeso que soporta para obtener la fuerza de sismo. Posteriormente se debe combinar con las combinaciones últimas de carga del capítulo 6 del CSCR 2010/14 para obtener la fuerza última que deben resistir.

En el caso del efecto vertical Ev actúa el peso del componente y la aceleración vertical del mismo. El capítulo 13 del ASCE 7 – 16 (ASCE, 2017) indica que para componentes se debe tomar el peso multiplicado por la mitad de la aceleración vertical de la estructura. Por lo tanto, en el sentido vertical aplican la combinación uno y la combinación tres del capítulo 6.

Fuerza sísmica vertical según ecuación 3.2-4:

$$F_{pv} = 0.5a_{ef}W_p = 0.5 * 0.36 * 58 \frac{kg}{m^2} = 10.44 \frac{kg}{m^2}$$

Combinaciones últimas aplicables para este caso según CSCR 2010/14:

$$CU_1 = 1.4W_p = 1.4 * 58 \frac{kg}{m^2} = 81.20 \frac{kg}{m^2}$$

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_{pv} = 1.05 * 58 \frac{kg}{m^2} \pm 10.44 \frac{kg}{m^2} = \begin{cases} 71.34 \frac{kg}{m^2} \\ 50.46 \frac{kg}{m^2} \end{cases}$$

$$CU_4 = 0.95W_p \pm F_{pv} = 0.95 * 58 \frac{kg}{m^2} \pm 10.44 \frac{kg}{m^2} = \begin{cases} 66.54 \frac{kg}{m^2} \\ 44.66 \frac{kg}{m^2} \end{cases}$$

$$\therefore \text{Rige } CU_1. \text{ Efecto vertical } Ev = 81.20 \frac{kg}{m^2}$$

Para el caso del efecto horizontal Eh, actúa únicamente la fuerza sísmica lateral Fp, aplica la combinación última 3, que incluye sismo.

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_p = 0 \pm 25.23 \frac{kg}{m^2} = \pm 25.23 \frac{kg}{m^2}$$

$$CU_4 = 0.95W_p \pm F_p = 0 \pm 25.23 \frac{kg}{m^2} = \pm 25.23 \frac{kg}{m^2}$$

$$\therefore \text{Efecto horizontal } Eh = 25.23 \frac{kg}{m^2}$$

Por lo ende, la cuadrícula de aluminio soportante debería diseñarse para una fuerza distribuida lateral de  $25.23 \frac{kg}{m^2}$  y una fuerza distribuida vertical de  $81.20 \frac{kg}{m^2}$ .

- Demanda sísmica de las conexiones

En el caso de las conexiones hay dos escenarios, los apoyos con un solo cable vertical y los apoyos con un cable vertical y cuatro cables inclinados a 45 grados. En el primero, se tiene un área tributaria de 1.2mx1.2m, mientras que en el segundo se desprecia conservadoramente el aporte del cable vertical y se utiliza un área tributaria de 3.6mx2.4m, como se aprecia en la Figura 83. Como se explicó en el capítulo de componentes no estructurales, la fuerza se debe multiplicar por la sobrerresistencia del



, que en este caso tiene un valor de 2.

– Para el caso de un cable vertical:

Fuerza sísmica vertical según ecuación 3.2-4:

$$F_{pv} = 0.5a_{ef}W_pSR = 0.5 * 0.36 * 58 \frac{kg}{m^2} * 2 = 20.88 \frac{kg}{m^2}$$

Combinaciones últimas aplicables para este caso según CSCR 2010/14:

$$CU_1 = 1.4W_p = 1.4 * 58 \frac{kg}{m^2} = 81.2 \frac{kg}{m^2}$$

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_{pv} = 1.05 * 58 \frac{kg}{m^2} \pm 20.88 \frac{kg}{m^2} = \begin{cases} 81.78 \frac{kg}{m^2} \\ 40.02 \frac{kg}{m^2} \end{cases}$$

$$CU_4 = 0.95W_p \pm F_{pv} = 0.95 * 58 \frac{kg}{m^2} \pm 20.88 \frac{kg}{m^2} = \begin{cases} 81.2 \frac{kg}{m^2} \\ 29.0 \frac{kg}{m^2} \end{cases}$$

$$\therefore \text{Rige } CU_3. \text{ Efecto vertical } Ev = 81.78 \frac{kg}{m^2}$$

Fuerza que debe resistir un cable y su anclaje a la losa:

$$\text{Área tributaria} = 1.2m * 1.2m = 1.44m^2$$

$$\therefore \text{Fuerza de diseño} = 81.78 \frac{kg}{m^2} * 1.44m^2 = 117.76 kg$$

– Para el caso de un apoyo con un cable vertical y 4 cables a 45°:

En este caso, de manera conservadora se considerará que el cable vertical tomará toda la fuerza vertical y fue diseñado para la fuerza de diseño de 117.76 kg para simplificar el análisis. De igual manera, se considerará que en la dirección larga actúan dos cables a 45° y en la dirección corta actúan los otros dos cables. Al estar inclinados a 45 grados el componente de esta fuerza es la resultante horizontal o vertical multiplicada por raíz cuadrada de dos.

Fuerza de cada cable a 45°:

Para el caso del efecto horizontal Eh, actúa únicamente la fuerza sísmica lateral Fp, por ende, aplica la combinación última 3, que incluye sismo.

$$CU_3 = 1.05W_p + F_p * SR = 0 + 25.23 \frac{kg}{m^2} * 2 = 50.46 \frac{kg}{m^2}$$

$$CU_4 = 0.95W_p + F_p * SR = 0 + 25.23 \frac{kg}{m^2} * 2 = 50.46 \frac{kg}{m^2}$$

$$\therefore \text{Efecto horizontal } Eh = 50.46 \frac{kg}{m^2}$$

– Fuerza que debe resistir un cable en la dirección larga y su anclaje a la losa:

$$\text{Área tributaria} = 3.6m * 2.4m = 8.64m^2$$

$$\text{Fuerza horizontal} = 8.64m^2 * 50.46 \frac{kg}{m^2} = 435.97 kg$$

$$\text{Componente inclinado de la fuerza} = \text{Fuerza horizontal} * \sqrt{2}$$

$$\text{Fuerza de cada cable que actúa en la dirección larga} = \frac{\text{Fuerza horizontal} * \sqrt{2}}{2}$$

$$\therefore \text{Fuerza de diseño en cada cable y su anclaje a la losa} = \frac{435.97 kg * \sqrt{2}}{2} = 308.28 kg/\text{cable}$$

– Fuerza que debe resistir un cable en la dirección corta y su anclaje a la losa:

En este caso el área tributaria es la misma que en la dirección larga, por lo tanto, la fuerza que resiste cada uno de los dos cables paralelos a la dirección corta es la misma que la calculada en el apartado anterior, 308.28 kg/cable.

- Resumen

En el siguiente cuadro se resumen las fuerzas de diseño para cada uno de los elementos del sistema.

**Cuadro 15.** Resumen de las fuerzas obtenidas para cada uno de los componentes del cielorraso

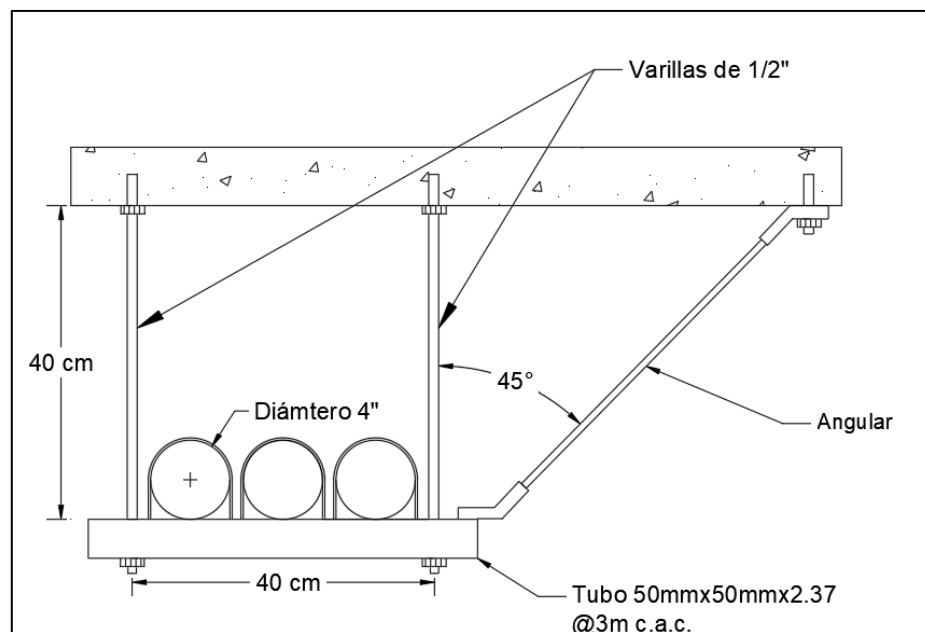
<b>Fuerza de diseño del soporte del cielorraso</b>	
Fuerza vertical de diseño que debe soportar los perfiles de la cuadrícula de aluminio	81.20 kg/m2
Fuerza horizontal de diseño que debe soportar los perfiles de la cuadrícula de aluminio	25.23 kg/m2
<b>Fuerza de diseño de las conexiones del cielorraso</b>	
<b>Apoyo de cable vertical y anclaje @1.2mx1.2m</b>	
Fuerza vertical de diseño	117.76 kg
<b>Apoyo de cable vertical y 4 cables inclinados y anclajes @3.6mx2.4m</b>	
Fuerza de diseño del cable vertical	117.76 kg
Fuerza de diseño cada cable inclinado en la dirección larga	308.28 kg
Fuerza de diseño cada cable inclinado en la dirección corta	308.28 kg

## 5.1.2. Estimación de la demanda sísmica de una bandeja con tuberías

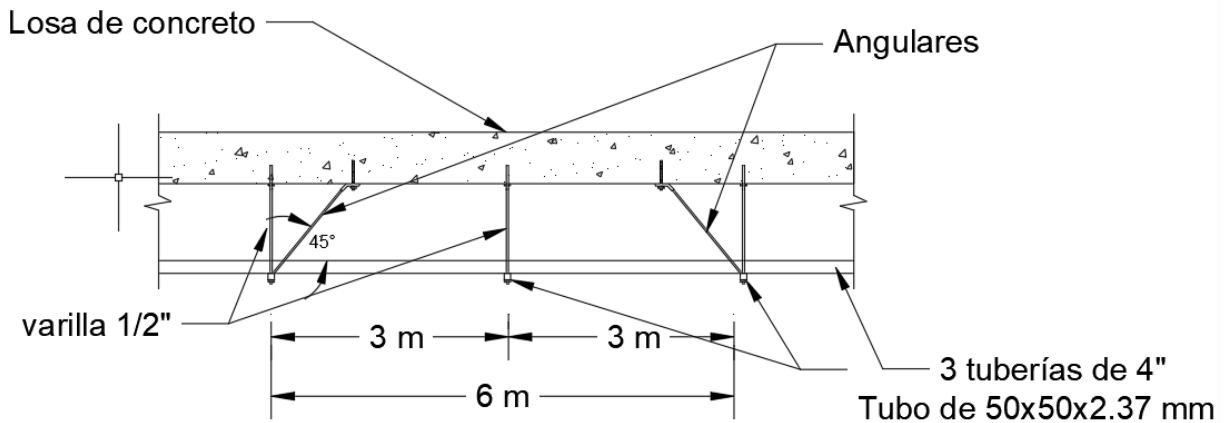
### 5.1.2.1. Descripción

En este caso se analizará una serie de tres tuberías de cuatro pulgadas cada una, las cuales contienen agua y se encuentran en el último nivel de un hospital de seis niveles ubicado Nandayure en Guanacaste, con una altura entre niveles de 2.8 m. Está cimentado sobre un suelo tipo S3 según los parámetros del CSCR 2010/14 y se ubica en la zona sísmica cuatro. El sistema se encuentra soportado por un marco con dos varillas de 1/2" a 40cm de la losa y un tubo laminado en frío de 50mmx50mmx2.37, como se muestra en la Figura 86, espaciado a cada tres metros a lo largo de las tuberías.

En el siguiente esquema se muestra la distribución longitudinal de los apoyos (Figura 87), como se mencionó anteriormente hay marcos de apoyo cada 3m. Además, habrá riostras de angular que soportan tensión y compresión cada 6 metros, junto a los apoyos verticales. Estas están inclinadas a 45° y se ubican de manera intercalada al lado izquierdo o derecho de la sección transversal y hacia el frente o hacia atrás del apoyo en la dirección longitudinal. Debido a la distribución de los apoyos se trabajará con longitudes tributarias y fuerzas distribuidas por longitud.



**Figura 86.** Vista transversal del sistema de distribución a analizar



**Figura 87.** Vista longitudinal del sistema de distribución a analizar

#### 5.1.2.2. Valores de diseño

En el Cuadro 16 se muestran los valores iniciales para estimar la demanda sísmica  $F_p$ , dentro de los cuales se encuentran la altura del edificio, la altura del componente, la zona sísmica, el tipo de suelo y su aceleración pico efectiva asociada. El peso del soporte se estima con el peso por metro lineal de 40 cm de tubo 50mmx50mmx2.37mm de 3.66 kg/m del catálogo nacional de Metalco, a esto se le suman dos varillas de media pulgada de 45 cm de 0.996 kg/m que unen el tubo con la losa de concreto de techo y dos riostras de angular de 2"x2"x5/16 de 5.83 kg/m. Por otra parte, la separación entre apoyos y el peso de la tubería llena de agua se da en las normas ASME B31.1 (ASME, 2016) para un tubo de 4", la misma propone una separación máxima entre apoyo de 3.6m, lo que se cumple en este caso.

Al ser un hospital, entra dentro de la categoría de estructura esencial del CSCR 2010/14, por lo que tiene una importancia  $I_p=1.5$ . Los factores de amplificación del sistema  $X_p$  y modificación de respuesta  $R_p$ , se tomaron de la tabla 14.1 del CSCR 2010/14 para el caso de tuberías con ductilidad limitada, ya que se asumen juntas de pegamento entre los tubos.

**Cuadro 16.** Valores iniciales para el cálculo de la demanda sísmica de la tubería suspendida

Valores Iniciales		
Altura del Hospital hr	16.8 m	
Altura del anclaje Componente hx	16.4 m	Nota: Está 40 cm debajo de la losa
Altura entre niveles	2.8 m	
Tipo de suelo	S3	
Zona sísmica	ZIV	
Wtb: 3 tuberías de 3" con agua	48 kg/m	Nota: Tabla ASME B3.3-1
Wapoyos: Varillas + Tubo de tubo 50x50x2.37 mm Metalco	8.96 kg	Nota: Se calculan para el caso de apoyo con dos riostras inclinadas y varillas verticales
Parámetros para la estimación de la fuerza Sísmica Lateral		
hx/hr	0.98 < 1	Cumple
Aceleración pico efectiva aef	0.44	Nota: Tabla 2.3. del CSCR 2010-14
Factor Importancia Ip	1.5	Nota: Tabla 4.1 del CSCR 2010-14 Instalaciones Esenciales
Factor de amplificación del sistema Xp	2.5	Tubería con ductilidad limitada: con juntas con pegamento
Factor de modificación de respuesta Rp	6	

### 5.1.2.3. Estimación de la demanda

- Carga permanente

El peso del componente Wp se toma como la suma de peso de la cuadrícula de aluminio típica y las láminas de yeso.

$$W_p = 48 \frac{kg}{m} + \frac{8.96kg}{3 m} = 50.99 \frac{kg}{m}$$

- Demanda sísmica Fp del componente (del marco de soporte)

Una vez estimada la carga Wp es posible aplicar la ecuación 3.2-1 con los valores iniciales propuestos en el Cuadro 16.

$$F_p = \frac{X_p a_{ef} I_p}{R_p} \left( 1 + 2 \frac{h_x}{h_r} \right) W_p = \frac{2.5 * 0.44 * 1.5}{6} \left( 1 + 2 \frac{16.4m}{16.8m} \right) * 50.99 \frac{kg}{m}$$

$$F_p = 41.40 \frac{kg}{m}$$

Esta fuerza se multiplica por una longitud tributaria, que varía según se esté revisando las varillas verticales cada 3 metros o las riostras inclinadas cada 6 metros. Posteriormente se debe combinar con las combinaciones últimas de carga del capítulo 6 del CSCR 2010/14 para obtener la fuerza última que deben resistir.

Al igual que con el análisis del cielorraso, se considera el efecto vertical Ev actúa el peso del componente y la aceleración vertical del mismo. Por lo tanto, en el sentido vertical aplican la combinación uno y la combinación tres del capítulo 6.

Fuerza sísmica vertical según ecuación 3.2-4:

$$F_{pv} = 0.5a_{ef}W_p = 0.5 * 0.44 * 50.99 \frac{kg}{m} = 11.21 \frac{kg}{m}$$

Combinaciones últimas aplicables para este caso según CSCR 2010/14:

$$CU_1 = 1.4W_p = 1.4 * 50.99 \frac{kg}{m} = 71.39 \frac{kg}{m}$$

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_{pv} = 1.05 * 50.99 \frac{kg}{m} \pm 11.21 \frac{kg}{m} = \begin{cases} 64.75 \frac{kg}{m} \\ 42.33 \frac{kg}{m} \end{cases}$$

$$CU_4 = 0.95W_p \pm F_{pv} = 0.95 * 50.99 \frac{kg}{m} \pm 11.21 \frac{kg}{m} = \begin{cases} 59.65 \frac{kg}{m} \\ 37.23 \frac{kg}{m} \end{cases}$$

$$\therefore \text{Rige } CU_1. \text{ Efecto vertical } Ev = 71.39 \frac{kg}{m}$$

Para el caso del efecto horizontal Eh, actúa únicamente la fuerza sísmica lateral Fp, aplica la combinación última 3, que incluye sismo.

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_p = 0 \pm 41.40 \frac{kg}{m} = \pm 41.40 \frac{kg}{m}$$

$$CU_4 = 0.95W_p \pm F_p = 0 \pm 41.40 \frac{kg}{m} = \pm 41.40 \frac{kg}{m}$$

$$\therefore \text{Efecto horizontal } Eh = 41.40 \frac{kg}{m}$$

Por lo ende, la cuadrícula de aluminio soportante debería diseñarse para una fuerza distribuida lateral de  $41.40 \frac{kg}{m}$  y una fuerza distribuida vertical de  $71.39 \frac{kg}{m}$ .

- Demanda sísmica de las conexiones (anclajes del marco)

En el caso de las conexiones hay dos escenarios, los marcos con solo dos varillas verticales y los apoyos con marcos con dos varillas verticales y dos riostras de angular inclinado a 45 grados. En el primero, se tiene una longitud tributaria de 3m, mientras que en el segundo se desprecia conservadoramente el aporte de las varillas verticales y se utiliza una longitud tributaria de 6 m. Como se explicó en el capítulo de componentes no estructurales, la fuerza se debe multiplicar por la sobrerresistencia del Cuadro 32, que en este caso tiene un valor de 2.

– Para el caso dos varillas verticales con anclaje a la losa @3m:

Fuerza sísmica vertical según ecuación 3.2-4:

$$F_{pv} = 0.5a_{ef}W_pSR = 0.5 * 0.44 * 50.99 \frac{kg}{m} * 2 = 22.44 \frac{kg}{m}$$

Combinaciones últimas aplicables para este caso según CSCR 2010/14:

$$CU_1 = 1.4W_p = 1.4 * 50.99 \frac{kg}{m} = 71.39 \frac{kg}{m}$$

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_{pv} = 1.05 * 50.99 \frac{kg}{m} \pm 22.44 \frac{kg}{m} = \begin{cases} 75.98 \frac{kg}{m} \\ 31.10 \frac{kg}{m} \end{cases}$$

$$CU_3 = 0.95W_p \pm F_{pv} = 0.95 * 50.99 \frac{kg}{m} \pm 22.44 \frac{kg}{m} = \begin{cases} 70.88 \frac{kg}{m} \\ 26 \frac{kg}{m} \end{cases}$$

$$\therefore \text{Rige } CU_3. \text{ Efecto vertical } Ev = 75.98 \frac{kg}{m}$$

Fuerza que debe resistir el anclaje a la losa de cada varilla vertical:

$$\text{Longitud tributaria} = 3 \text{ m} \quad \text{Cantidad de varillas} = 2$$

$$\therefore \text{Fuerza de diseño} = \frac{75.98 \frac{kg}{m} * 3 \text{ m}}{2} = 113.97 \text{ kg}$$

– Para el caso del anclaje del marco con dos varillas y verticales y dos riostras inclinadas @6m:

En este caso, de manera conservadora se considerará que las varillas verticales toman toda la carga vertical y fueron diseñadas para la carga de la sección anterior para simplificar el análisis. De igual manera, se considerará que, si la fuerza de sismo se aplica paralela a la tubería actuará una sola de las riostras, mientras que si actúan de forma perpendicular solo participará la otra riostra. Al estar inclinadas a 45 grados el componente de esta fuerza es la resultante horizontal o vertical multiplicada por raíz cuadrada de dos.

Fuerza en el anclaje las riostra de angular a 45° @6m:

Para el caso del efecto horizontal Eh, actúa únicamente la fuerza sísmica lateral Fp, por ende, aplica la combinación última 3 y 4, que incluye sismo.

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_p * SR = 0 \pm 41.40 \frac{kg}{m} * 2 = \pm 82.80 \frac{kg}{m}$$

$$CU_4 = 1.05W_p \pm F_p * SR = 0 \pm 41.40 \frac{kg}{m} * 2 = \pm 82.80 \frac{kg}{m}$$

$$\therefore \text{Efecto horizontal } Eh = 82.80 \frac{kg}{m}$$

– Fuerza que debe resistir el anclaje la riostra paralela a la dirección de la tubería:

$$\text{Longitud tributaria} = 6m$$

$$\text{Fuerza horizontal} = 6m * 82.80 \frac{kg}{m} = 165.6 \text{ kg}$$

$$\text{Componente inclinado de la fuerza} = \text{Fuerza horizontal} * \sqrt{2}$$

$$\therefore \text{Fuerza de diseño del anclaje a la losa} = 165.6 \text{ kg} * \sqrt{2} = 234.19 \text{ kg/anclaje}$$

– Fuerza que debe resistir el anclaje la riostra perpendicular a la dirección de la tubería:

En este caso el área tributaria es la misma que en la dirección larga, por lo tanto, la fuerza que resiste el anclaje de la riostra paralela a la dirección corta es la misma que la calculada en el apartado anterior, 234.19 kg.

- Resumen

En el siguiente cuadro se resumen las fuerzas de diseño para cada uno de los elementos del sistema.

**Cuadro 17.** Resumen de las fuerzas obtenidas para cada uno de los componentes del cielorraso

<b>Fuerza de diseño para los elementos del marco de soporte de la tubería</b>	
Fuerza vertical de diseño que deben soportar los perfiles del marco (varilla y angulares)	71.39 kg/m
Fuerza horizontal de diseño que deben soportar los angulares del marco	41.40 kg/m
<b>Fuerza de diseño de las conexiones del marco de soporte</b>	
<b>Anclaje de las varillas verticales del marco @3m</b>	
Fuerza vertical de diseño	113.97 kg
<b>Anclaje de las riostras inclinadas del marco @6m</b>	
Fuerza de diseño del anclaje vertical de la varilla	113.97kg
Fuerza de diseño del anclaje de la riostra inclinada en la dirección larga	234.19 kg
Fuerza de diseño del anclaje de la riostra inclinada en la dirección corta	234.19 kg



### **5.1.3. Estimación de la demanda sísmica de una planta de generación eléctrica**

#### **5.1.3.1. Descripción**

El último componente por analizar es una planta generadora de energía eléctrica en la azotea de un edificio de bomberos de tres niveles ubicado en Cóbano en la provincia de Puntarenas (Zona Sísmica IV), cimentado sobre un suelo tipo S2 según el CSCR 2010/14. Este tipo de sistema viene ensamblado de fábrica, se utiliza como referencia un generador de la empresa Alco con las especificaciones mostradas en la Figura 88.



**Figura 88.** Generador de energía eléctrica asumido  
Fuente: [www.alco.com](http://www.alco.com), 2019

La fuerza sísmica horizontal  $F_p$  se debería utilizar para revisar los apoyos provenientes de fábrica del generador, en la figura anterior sería equivalente al pedestal negro metálico bajo el componente. Para el caso de las conexiones, se considera que está adherido a la azotea a través de 12 pernos de anclaje distribuidos como en la Figura 39, y que todos actúan para soportar tanto las fuerzas verticales como las horizontales.

#### **5.1.3.2. Valores de diseño**

En el Cuadro 18 se muestran los valores iniciales para estimar la demanda sísmica  $F_p$ , dentro de los cuales se encuentran la altura del edificio, la altura del componente, la zona sísmica, el tipo de suelo y su aceleración pico efectiva asociada. El peso del componente es de 936 kg, como se mostró anteriormente. Al ser una estación de bomberos, entra dentro de la categoría de edificación esencial del CSCR 2010/14, por lo que tiene una importancia  $I_p=1.5$ . Los factores de amplificación del sistema  $X_p$  y modificación de respuesta  $R_p$ , se tomaron de la tabla 14.1

del CSCR 2010/14 para el caso de componentes eléctricos construidos con materiales dúctiles, como generadores y baterías.

**Cuadro 18.** Valores iniciales para el cálculo de la demanda sísmica del generador eléctrico

Valores Iniciales		
Altura del Edificio Bomberos hr	7.5 m	
Altura del anclaje Componente hx	7.5 m	
Altura entre niveles	2.5 m	Nota: Se mide de centro de losa a centro de losa
Tipo de suelo	S2	
Zona sísmica	ZIV	Cóbano, Puntarenas
Wp	936 kg	Nota: Generador Alco
Parámetros para la estimación de la fuerza Sísmica Lateral		
hx/hr	1 <1	Cumple
Aceleración pico efectiva aef	0.4	Nota: Tabla 2.3. del CSCR 2010-14
Factor Importancia Ip	1.5	Nota: Tabla 4.1 del CSCR 2010-14 Instalación Esencial
Factor de amplificación del sistema Xp	1	Componentes eléctricos construidos con materiales dúctiles:
Factor de modificación de respuesta Rp	2.5	generadores, baterías, ...

### 5.1.3.3. Estimación de la demanda

- Carga permanente

El peso del componente Wp se toma como el especificado por Alco.

$$W_p = 936 \text{ kg}$$

- Demanda sísmica Fp de la estructura de soporte del componente.

Una vez obtenida la carga Wp es posible aplicar la ecuación 3.2-1 con los valores iniciales propuestos en el Cuadro 18.

$$F_p = \frac{X_p a_{ef} I_p}{R_p} \left( 1 + 2 \frac{h_x}{h_r} \right) W_p = \frac{1 * 0.4 * 1.5}{2.5} \left( 1 + 2 \frac{7.5\text{m}}{7.5\text{m}} \right) * 936 \text{ kg}$$

$$F_p = 673.92 \text{ kg}$$

Al igual que con los casos anteriores, se considera que el efecto vertical Ev actúa el peso del componente y la aceleración vertical del mismo. Por lo tanto, en el sentido vertical aplican la combinación uno y la combinación tres del capítulo 6.

Fuerza sísmica vertical según ecuación 3.2-4:

$$F_{pv} = 0.5 a_{ef} W_p = 0.5 * 0.40 * 936 \text{ kg} = 187.20 \text{ kg}$$

Combinaciones últimas aplicables para este caso según CSCR 2010/14:

$$CU_1 = 1.4 W_p = 1.4 * 936 \text{ kg} = 1310.40 \text{ kg}$$

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_{pv} = 1.05 * 936 \text{ kg} \pm 187.20 \text{ kg} = \begin{cases} 1170 \text{ kg} \\ 795.6 \text{ kg} \end{cases}$$

$$CU_4 = 0.95W_p \pm F_{pv} = 0.95 * 936 \text{ kg} \pm 187.20 \text{ kg} = \begin{cases} 1076.4 \text{ kg} \\ 702 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\therefore \text{Rige } CU_1. \text{ Efecto vertical } Ev = 1310.40 \text{ kg}$$

Para el caso del efecto horizontal Eh, actúa únicamente la fuerza sísmica lateral Fp, aplica la combinación última 3, que incluye sismo.

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_p = 0 \pm 673.92 \text{ kg} = \pm 673.92 \text{ kg}$$

$$CU_4 = 0.95 W_p \pm F_p = 0 \pm 673.92 \text{ kg} = \pm 673.92 \text{ kg}$$

$$\therefore \text{Efecto horizontal } Eh = 673.92 \text{ kg}$$

Por lo tanto debería diseñarse para una fuerza lateral de 673.92 kg y una fuerza concentrada vertical de 1310.40 kg.

- Demanda sísmica de las conexiones (12 de pernos de anclajes)

Tanto para las fuerzas verticales, como para las horizontales actúan los 12 pernos de anclaje, por ende, se debe dividir la fuerza total obtenida en cada caso entre doce. Del Cuadro 31 se tiene una sobrerresistencia de 2.

– Fuerza sísmica vertical en las conexiones ecuación 3.2-4:

$$F_{pv} = 0.5a_{ef}W_pSR = 0.5 * 0.4 * 936 \text{ kg} * 2 = 374.40 \text{ kg}$$

Combinaciones últimas aplicables para este caso según CSCR 2010/14:

$$CU_1 = 1.4W_p = 1.4 * 936 \text{ kg} = 1310.40 \text{ kg}$$

$$CU_3 = 1.05W_p \pm F_{pv} = 1.05 * 936 \text{ kg} \pm 374.40 \text{ kg} = \begin{cases} 1357.20 \text{ kg} \\ 608.40 \text{ kg} \end{cases}$$

$$CU_4 = 0.95W_p \pm F_{pv} = 0.95 * 936 \text{ kg} \pm 374.40 \text{ kg} = \begin{cases} 1263.60 \text{ kg} \\ 514.80 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\therefore \text{Rige } CU_3. \text{ Efecto vertical } Ev = 1357.20 \text{ kg}$$

– Fuerza vertical que debe resistir cada anclaje a la losa:

$$\text{Cantidad de anclajes} = 12$$

$$\therefore \text{Fuerza de diseño} = \frac{1357.20 \text{ kg}}{12} = 113.10 \text{ kg}$$

– Fuerza sísmica horizontal en las conexiones:

Para el caso del efecto horizontal  $E_h$ , actúa únicamente la fuerza sísmica lateral  $F_p$ , por ende, aplica la combinación última 3, que incluye sismo. La combinación última 4 da el mismo resultado.

$$CU_3 = 1.05W_p * SR \pm F_p * SR = 0 \pm 673.92 \text{ kg} * 2 = \pm 1347.84 \text{ kg}$$

$$\therefore \text{Efecto horizontal } E_h = 1347.84 \text{ kg}$$

– Fuerza horizontal que debe resistir cada anclaje a la losa:

$$\text{Cantidad de anclajes} = 12$$

$$\therefore \text{Fuerza de diseño} = \frac{1347.84 \text{ kg}}{12} = 112.32 \text{ kg}$$

- Resumen

En el siguiente cuadro se resumen las fuerzas de diseño para cada uno de los elementos del sistema.

**Cuadro 19.** Resumen de las fuerzas obtenidas para cada uno de los componentes del cielorraso

<b>Fuerza de diseño para la estructura de soporte del generador</b>	
Fuerza vertical de diseño	1310.4 kg
Fuerza horizontal de diseño	673.92 kg
<b>Fuerza de diseño de las conexiones del generador</b>	
<b>Fuerzas en cada anclaje (12 en total)</b>	
Fuerza vertical de diseño	113.1
Fuerza horizontal de diseño	112.32 kg

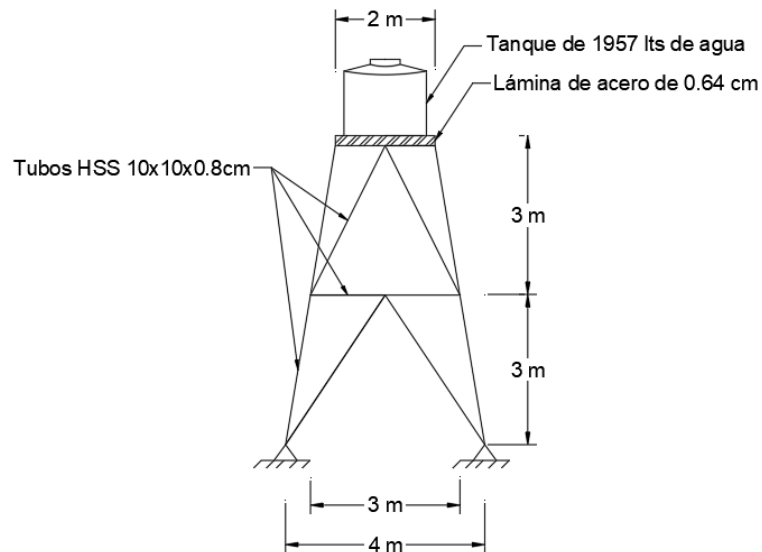
## **5.2. Estructuras que no clasifican como edificación y que se comportan estructuralmente como una**

### ***5.2.1. Estimación de la demanda sísmica de un tanque elevado no integral con su estructura soportante***

#### ***5.2.1.1. Descripción***

Para este caso, se analizará un tanque elevado sobre una estructura con cerchas y riostras tipo Chevron (ver Figura 89), de tubos HSS de 10x10x0.8cm La altura entre elementos horizontales es de tres metros y la estructura es simétrica en todas las direcciones, por lo que

se simplifica como con un esquema de dos dimensiones. El tanque soportado es de 515 galones de agua (capacidad completa) y está apoyado sobre una lámina de acero de 6.4 mm. El sistema se encuentra en el cantón de Belén de la provincia de Heredia (Zona sísmica III) sobre un suelo tipo S3 de acuerdo con lo descrito por el CSCR 2010/14. Se analizará mediante el método estático, donde se obtendrá el cortante basal y la fuerza que deben soportar las conexiones.



**Figura 89.** Esquema del tanque elevado a analizar con el método estático

#### 5.2.1.2. Valores de diseño

En el siguiente cuadro se muestran los valores iniciales necesarios para la estimación de la carga. Dentro de esta información se muestra la aceleración pico efectiva y los pesos distribuidos de los elementos. Además, se expone la información requerida para el cálculo de la demanda sísmica, donde se incluye la importancia (estructura esencial ya que almacena agua para una serie de viviendas), el factor R para el caso de un marco similar al de una edificación, con riostras ordinarias de acero y una altura limitada Cuadro 33, la sobrerresistencia y el factor espectral dinámico máximo elástico para la zona y suelo establecidos.

**Cuadro 20.** Valores iniciales de diseño para el tanque elevado

Datos iniciales	
Material	Acero estructural Tubo HSS 10x10x0.8cm
Modulo elasticidad	2070000 kg/cm <sup>2</sup>
Tipo de suelo	S3
Zona sísmica	ZIII Belén, Heredia
Aceleración aef	0.36
Peso lámina 1/4"	49.85 kg/m <sup>2</sup>
Peso riostras	22.00 kg/m
Peso columnas	22.00 kg/m
Peso vigas	22.00 kg/m
Demanda sísmica	
Importancia:	1.5 Estructura esencial en casa de habitación
R	2.5 Cuadro Factores para otras estructuras similares a edificaciones
SR	2 Cuadro Factores para otras estructuras similares a edificaciones
FED ( $\mu=1$ )	2.5 CSCR Capítulo 5 para S3 Z3

### 5.2.1.3. Estimación de la demanda

- Estimación de la carga permanente

Para estimar la carga permanente es necesario conocer la longitud de todos los elementos, el área en caso de la losa y el peso del tanque. Para cada uno de los componentes de acero se estima la cantidad y se multiplica por su peso propio distribuido mostrado en el cuadro anterior. Se divide la estimación en dos niveles, a pesar de que para efectos de análisis la estructura cuenta solo con un nivel. Los resultados del peso de la estructura soportante se muestran en el siguiente cuadro.

**Cuadro 21.** Estimación del peso de la estructura soportante

Estimación peso			
Longitud	1 nivel	h=3 m	2 nivel h=6m
Riostras		28.88 m	26.8 m
Columnas		12.16 m	12.16 m
Vigas		12 m	8 m
Lámina		0 m <sup>2</sup>	4 m <sup>2</sup>
Peso	1 nivel	2 nivel	
Riostras	635.36 kg		589.6 kg
Columnas	267.52 kg		267.52 kg
Vigas	264 kg		176 kg
Lámina	0 kg		199.39 kg
Total	1166.88 kg		1232.51 kg
Total estructura soportante			2399.39 kg

Peso del tanque de agua:

$$W_{\text{tanque}} = 515 \text{ galones} * \frac{3.8 \text{ litros}}{1 \text{ galón}} * 1 \frac{\text{kg}}{\text{litro}} = 1957 \text{ kg}$$

Revisión del porcentaje de peso del tanque:

$$W_{\text{combinado}} = W_{\text{estructura}} + W_{\text{tanque}} = 2399.39 \text{ kg} + 1957 \text{ kg} = 4356.39 \text{ kg}$$

$$25\%W_{\text{combinado}} = 0.25 * 4805.2 \text{ kg} = 1089.10 \text{ kg}$$

$$25\%W_{\text{combinado}} < W_{\text{tanque}} \rightarrow 1089.10 \text{ kg} < 1957 \text{ kg} \quad ; \text{Cumple!}$$

$\therefore$  No clasifica como componente estructural, se trata como "otra estructura"

$$\therefore W_{\text{total}} = 4356.39 \text{ kg}$$

- Estimación del coeficiente sísmico y cortante basal

$$\text{Coeficiente sísmico } CS = \frac{a_{ef} * FED_{\mu=1} * I}{R} = \frac{0.36 * 2.5 * 1.25}{2.5} = 0.45$$

$$\text{Carga permanente sísmica } W_s = W_{\text{tanque}} + 0.5 W_{\text{nivel superior de la estructura}}$$

$$W_s = 1957 \text{ kg} + 0.5 * 1232.51 \text{ kg} = 2573.26 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante basal } V_b = CS * W_s = 0.45 * 2573.26 \text{ kg (ecuación 2.6-1)}$$

$$V_b = 1157.96 \text{ kg}$$

- Estimación del período según el método de Rayleigh

El primer paso es estimar la fuerza sísmica por nivel  $F_i$ , con la ecuación 2.6-2, mostrada a continuación. En este caso se observa, que al ser un solo nivel la división del lado derecho se vuelve igual a uno, por lo que la fuerza es igual al cortante basal (Cuadro 22) finalmente se calcula el momento acumulado al multiplicar el cortante por nivel por la altura del mismo a la base.

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum_{k=1}^N W_k h_k}$$

**Cuadro 22.** Cálculo de fuerza sísmica por nivel  $F_i$  y el momento en la base

Nivel	$W_s$ (kg)	$h$ (m)	$W_i \cdot h_i$ (kgm)	$F_i$	$V_i$ (kg)	$M_{ac}$ (kgm)
1.00	2573.26	6.00	15439.53	1157.96	1157.96	6947.79
Suma			15439.53	1157.96	1157.96	

Posteriormente, para obtener el período con la ecuación 4.3-2 es necesario calcular las deformaciones, según la sección 4.3.7 Deformaciones de este trabajo. Para esto se debe dividir el cortante por nivel entre la rigidez lateral del mismo, que fue estimada en un software de análisis estructural para la estructura tridimensional. Finalmente se multiplica por  $C_d=1.5$  Cuadro 33 (Ver anexo) para obtener las deformaciones últimas, donde se tiene como resultado los valores del siguiente cuadro.

**Cuadro 23.** Cálculo de derivas y el período

Nivel	$V_i$ (kg)	H nivel (m)	$K_{lat}$ (kg/mm)	Deriva mm	$\delta_e$ (mm)	$\delta_u$ (mm)
1	1157.965	6	6872.852	0.168	0.168	0.168
Nivel	$F_i$ (kg)	$W_i$ (kg)	$\delta_e$ (mm)	$F_i \delta_e$ (kgm)	$W_i \delta_e^2$ (kgm <sup>2</sup> )	T (s)
1	1157.965	2573.255	0.168	0.195	0.0000730	0.039

$$Deriva = \frac{V_i}{K_{lat}} = \frac{1157.96 \text{ kg}}{6872.85 \frac{\text{kg}}{\text{mm}}} = 0.168 \text{ mm, deformación } \delta_e \text{ es igual}$$

$$\delta_u = \frac{C_d * \delta_e}{I} = \frac{1.5 * 0.168}{1.5} = 0.168 \text{ mm}$$

Finalmente se tiene el periodo

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1 \sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}} = 2\pi \sqrt{\frac{1 \quad 0.000073 \text{ kg} * \text{m}^2}{9.81 \text{ m/s}^2 \quad 0.20 \text{ kg} * \text{m}}}$$

$$T = 0.039 \text{ segundos}$$

Por lo tanto, el FED disminuye, ya que el período está fuera de la meseta de valores máximos. Según la Tabla E.7. del CSCR 2010/14 (CFIA, 2016), el FED de ductilidad igual a uno se reduce de 2.5 a alrededor de 1.197, por lo tanto, el nuevo coeficiente sísmico sería el siguiente.

$$CS = \frac{0.36 * 1.197 * 1.5}{2.5} = 0.258$$



$$V_b = CS * W_s = 0.258 * 2573.26 \text{ kg} = 663.90 \text{ kg}$$

Y al aplicar nuevamente el procedimiento de estimación del periodo se tiene lo siguiente:

**Cuadro 24.** Cálculo de derivas y el periodo reducidos

Nivel	Vi (kg)	H nivel (m)	Klat (kg/mm)	Deriva mm	δe (mm)	δu (mm)
1	663.900	6	6872.852	0.097	0.097	0.097
Nivel	Fi (kg)	Wi (kg)	δe (mm)	Fiδe (kgm)	Wiδe <sup>2</sup> (kgm <sup>2</sup> )	T (s)
1	663.900	2573.255	0.097	0.064	0.0000240	0.039

Se observa una reducción significativa en las fuerzas de sismo; esto probablemente se debe a la rigidez elevada de la estructura, ya que al ser un ejemplo ilustrativo se escogieron perfiles del mismo tamaño para todas las secciones. Se considerará un diseño conservador, por lo tanto, se obtendrán las fuerzas en las conexiones con la fuerza de sismo para un factor espectral dinámico ubicado en la meseta.

- Estimación de la fuerza sísmica en las conexiones

Para obtener la fuerza en las conexiones de la base de la estructura y en la base del tanque, la fuerza horizontal a considerar es el cortante basal estimado en el inciso anterior. Ya que, por equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal, estos apoyos experimentan el mismo efecto. Se debe multiplicar por la sobrerresistencia del Cuadro 33 (Ver anexo), la cual tiene un valor asignado de 2 y posteriormente dividir por la cantidad de apoyos, que en este caso son cuatro. A partir de esto es posible calcular cuántos pernos son necesarios, sus dimensiones, su longitud embebida y el espesor de la placa de asiento.

–Fuerza horizontal  $E_h$  en la conexión (cuatro apoyos):

Ya que solo actúa la fuerza de sismo en la orientación vertical, se considera únicamente la combinación última 3 del CSCR 2010/14, donde el efecto de sismo se multiplica por 1.0.

$$E_h = \frac{V_b * SR}{4} = \frac{1157.96 \text{ kg} * 2}{4} = 579 \text{ kg/apoyo}$$

–Fuerza vertical  $E_v$  en la conexión (cuatro apoyos):

Se tienen los siguientes casos para el sentido vertical.

$$CU_1 = \frac{1.4 * W_{combinado}}{4} = \frac{1.4 * 4356.39}{4} = 1524.74 \text{ kg/apoyo}$$

$$CU_3 = 1.05 * W_{combinado} \pm 0.5 * aef * W_{combinado} * SR$$

$$= \frac{1.05 * 4356.39 \text{ kg} \pm 0.5 * 0.36 * 4356.39 \text{ kg} * 2}{4} = \begin{cases} 1535.63 \text{ kg/apoyo} \\ 751.48 \text{ kg/apoyo} \end{cases}$$

$$CU_4 = 0.95 * W_{combinado} \pm 0.5 * aef * 0.36 * W_{combinado} * SR$$

$$= \frac{0.95 * 4356.39 \text{ kg} \pm 0.5 * 0.36 * 4356.39 \text{ kg} * 2}{4} = \begin{cases} 1429.72 \text{ kg/apoyo} \\ 642.57 \text{ kg/apoyo} \end{cases}$$

$$\therefore \text{Efecto vertical en compresión: } Ev = 1535.63 \text{ kg/apoyo}$$

También se analiza el efecto del momento de volcamiento generado por la aplicación de la fuerza horizontal se sismo en la parte superior de la estructura. Este momento genera una reacción en tensión y otra en compresión en cada apoyo.

$$\text{Momento de volcamiento: } M = Vb * H = 1157.96 \text{ kg} * 6 \text{ m} = 6947.79 \text{ kg} - \text{m}$$

Para obtener la fuerza se divide el momento entre la longitud de la base y se multiplica por la resistencia.

$$\text{Reacción en tensión y compresión} = \pm \frac{M * SR}{L_{Base}} * \frac{1}{2} = \frac{6947.79 \text{ kg} - \text{m} * 2}{4 \text{ m}} * \frac{1}{2}$$

$$= \pm 1736.93 \text{ kg (Tensión y compresión)}$$

Hay dos apoyos a cada lado, por lo que dos experimentan tensión por el momento de volcamiento y dos compresión.

$$\text{Reacción apoyo por Mvolcamiento} = \pm \frac{1736.93 \text{ kg}}{2} = \pm 868.47 \text{ kg/apoyo}$$

De las fuerzas obtenidas con cada combinación última, CU<sub>4</sub> da el caso con menor fuerza de compresión; donde cada apoyo resiste 642.57 kg. Al comparar eso con la reacción en tensión por volcamiento (-868.47 kg), se confirma que es mayor, por lo que los apoyos deben soportar tensión también.

Por ende, los apoyos se deben diseñar para las siguientes fuerzas verticales:

$$\text{Fuerza máxima por apoyo}_{\text{compresión}} = 1535.63 \text{ kg} + 868.47 \text{ kg} = 2404.1 \text{ kg/apoyo}$$

$$\text{Fuerza máxima por apoyo}_{\text{tensión}} = 642.57 \text{ kg} - 868.47 \text{ kg} = -225.9 \text{ kg/apoyo (Tensión)}$$

- Resumen de resultados

**Cuadro 25.** Resumen de los valores de demanda sísmica obtenidos

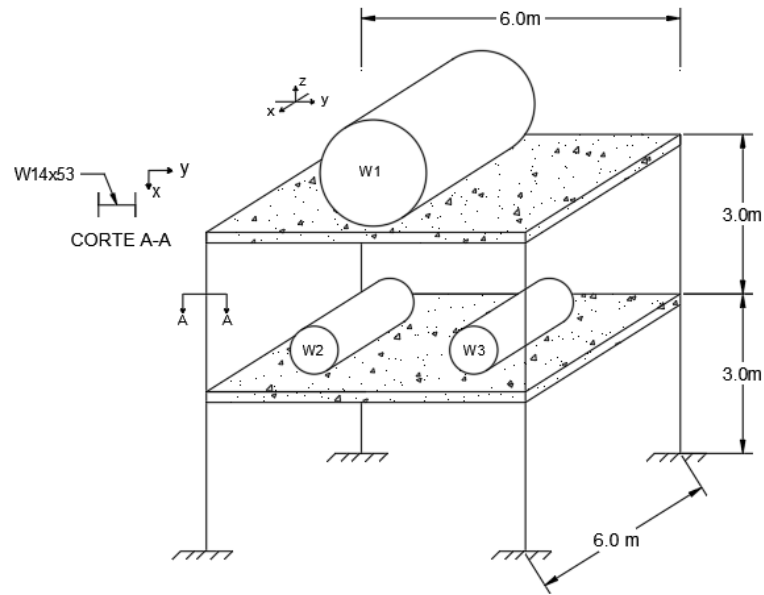
Demanda sísmica	
Para el FED elástico máximo	
Cortante en la base	1157.96 kg
Momento	6947.79 kg-m
Coefficiente sísmico	0.45
Periodo	0.039 s
Para el FED elástico reducido (T=0.039 s)	
Cortante en la base	553.25 kg
Momento	3319.50 kg-m
Coefficiente sísmico	0.215
Periodo	0.039 s
Demanda sísmica (FED máximo) en las conexiones (apoyos estructura y tanque)	
Fuerza horizontal/apoyo de conexión	579 kg
Fuerza vertical/apoyo (compresión)	2404.4 kg
Fuerza vertical/apoyo (tensión)	225.9 kg

### 5.3. Estructuras que no clasifican como edificación y no se comportan estructuralmente como una

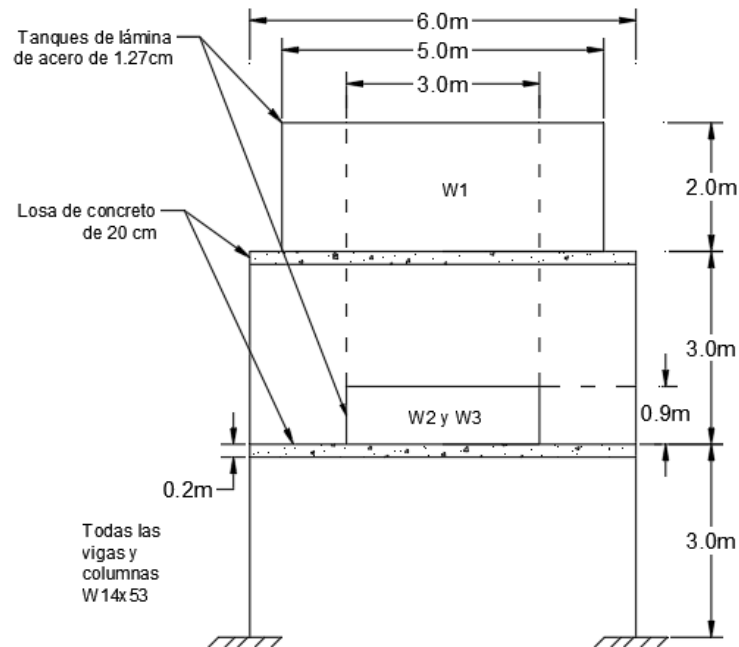
#### 5.3.1. Estimación de la demanda sísmica de una serie de tanques sobre una estructura con irregularidad de masa

La última estructura por analizar es un marco de acero que soporta tres tanques, dos en el primer nivel y uno de mayor peso en el segundo nivel. El sistema está ubicado en el cantón de Limón de la provincia homónima y es de uso petrolero con gasóleo de  $1000 \text{ kg/m}^3$ , por lo que se considera como una instalación con contenido riesgoso. La estructura es de seis metros de altura con un nivel intermedio a tres metros; además la separación entre columnas es de 6 m y es simétrica en ambas direcciones (ver Figura 90 y Figura 91). Todas las secciones transversales son laminadas en caliente W14"x53. Cada nivel cuenta con una losa de concreto de 20 cm de espesor y el peso del tanque superior es mayor al total de los tanques inferiores,

por lo que es necesario revisar si es irregular en el sentido vertical en cuanto a la masa de los niveles.



**Figura 90.** Esquema en tres dimensiones de la OE no similar a una edificación a analizar



**Figura 91.** Elevación lateral de la OE no similar a una edificación a analizar

### 5.3.1.1. Valores de diseño

En el siguiente cuadro se muestran los valores iniciales necesarios para la estimación de la carga permanente de la estructura. Dentro de esta información se muestra la aceleración pico efectiva y los pesos distribuidos de los elementos. Además, se expone la información requerida para el cálculo de la demanda sísmica, donde se incluye la importancia (estructura riesgosa ya que almacena líquido explosivo), el factor R para el caso de tanques elevados sobre un marco no arriostrado de acero (Cuadro 34), la sobrerresistencia y el factor espectral dinámico máximo elástico para la zona y suelo establecidos.

**Cuadro 26.** Valores iniciales de diseño para la OE no similar a una edificación

Datos iniciales	
Material	Acero estructural W14x53
Modulo elasticidad	2070000 kg/cm <sup>2</sup>
Tipo de suelo	S3
Zona sísmica	ZIII Limón, Limón
Aceleración aef	0.36
Densidad del acero	7850.00 kg/m <sup>3</sup>
Peso W14x53	78.87 kg/m
Demanda sísmica	
Importancia:	1.25 Estructura con contenido inflamable
R	2 Cuadro Factores para otras estructuras no similares a edificaciones
SR	2 Cuadro Factores para otras estructuras no similares a edificaciones
FED ( $\mu=1$ )	2.5 CSCR Capítulo 5 para S3 Z3

### 5.3.1.1. Estimación de la demanda

- Estimación de la carga permanente

Los tanques contienen gasóleo de 1000 kg/m<sup>3</sup> y están hechos de placas de acero soldadas de 1.27cm. Primero es estimará el peso del tanque W1 con un diámetro de 2 m y 5 metros de largo:

$$\text{Peso del tanque vacío} = t * (2 * A_{\text{tapa}} + A_{\text{cilindro}}) * \rho$$

$$Wv = 1.27\text{cm} * \frac{1\text{m}}{100\text{cm}} * (2 * (1\text{m})^2\pi + 2\pi * 1\text{m} * 5\text{m}) * 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 3758 \text{kg}$$

$$\text{Peso del tanque lleno } W1 = Wv + \text{Volumen}_{\text{tanque}} * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$W1 = 3758 \text{ kg} + (1\text{m})^2 \pi * 5\text{m} * 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 19458 \text{ kg} = 19.46 \text{ ton}$$

Para W2 y W3 se tienen tanques con 0.9 metros de diámetro y 3 metros de longitud. Siguiendo el mismo procedimiento anterior se obtiene el peso lleno de cada uno.

$$W2 = W3 = 2.89 \text{ ton}$$

Posteriormente se estima el peso de los elementos para el nivel 1. Para la losa de 20 cm se tiene lo siguiente.

$$W_{losa} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.2 \text{ m} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{losa} = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 6\text{m} * 6\text{m} = 17.3 \text{ ton}$$

El peso de las vigas se calcula con la longitud total en el nivel 1 (4 vigas de 6 m).

$$W_{vigas} = 78.87 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 4 * 6\text{m} = 1.89 \text{ ton}$$

El peso de las columnas se calcula con la altura del nivel 1 (4 columnas de 3 m).

$$W_{col} = 78.87 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 4 * 3\text{m} = 0.945 \text{ ton}$$

Finalmente se obtiene el peso del nivel 1 al sumar el peso de los tanques W1 y W2, el peso de la losa, el de las vigas y el de las columnas, como se muestra a continuación.

$$W_{Nivel\ 1} = W2 + W3 + W_{losa} + W_{vigas} + W_{col}$$

$$W_{Nivel\ 1} = 2 * 2.89 + 17.3 + 1.89 + 0.945 = 25.9 \text{ ton}$$

Para el nivel 2 se tiene el mismo procedimiento que el del nivel 1, sin embargo, se considera la mitad de la altura de las columnas. Por lo ende, se tiene lo siguiente.

$$W_{Nivel\ 2} = W1 + W_{losa} + W_{vigas} + \frac{W_{col}}{2}$$

$$W_{Nivel\ 2} = 19.46 + 17.3 + 1.89 + \frac{0.945}{2} = 39.12 \text{ ton}$$

- Revisión porcentaje de masa e irregularidad en la estructura.

Primero se revisa que el peso de los tanques sea mayor a un 25% del peso combinado de la estructura y los tanques.

$$W_{total} = W_{Nivel\ 1} + W_{Nivel\ 2} = 39.12 + 25.9 = 65.02\ ton$$

$$25\% W_{total} = 0.25 * 65.02\ ton = 16.255 < W1 = 19.46\ ton$$

∴ Se considera como otra estructura.

L<sup>4a</sup> estructura, dada su simetría es regular tanto en planta como en altura en términos de rigidez y resistencia. Sin embargo, los pesos de los tanques se diferencian significativamente, por lo que se revisa la irregularidad de masa en altura según el Cuadro 11 de este trabajo.

$$W2 + W3 = 5.78\ ton \rightarrow 1.5 * 5.78\ ton = 8.67\ ton < W1 = 19.46\ ton$$

∴  $1.5(W2 + W3) < W1$ : Irregularidad severa, se debe aplicar método dinámico

Por lo ende, se confirma que se debe aplicar el método dinámico para estimar los modos de oscilación y sus periodos asociados, con el fin de llegar al cortante basal de la estructura. Se muestra este proceso en el siguiente apartado.

- Aplicación del método dinámico

Se va a analizar la estructura en la dirección donde las vigas trabajan en su sentido fuerte. La rigidez lateral se estima considerando únicamente el aporte de las columnas y se obtiene de la siguiente manera (Ix de W14x53=22518cm<sup>4</sup>)

$$K_{lat\ N1} = K_{lat\ N1} = \frac{4 * 12 * E * I}{L^3}$$

$$K_{lat\ N1} = K_{lat\ N1} = \frac{4 * 12 * 2030000 \frac{kg}{cm^2} * 22518\ cm^4}{300^3} = 81265 \frac{kg}{cm}$$

$$K_{lat\ N1} = K_{lat\ N1} = 8,127 * 10^6 \frac{kg}{m}$$

$$Matriz\ de\ Rigidez: K = \begin{bmatrix} 8,127 + 8,127 & -8,127 \\ -8,127 & 8,127 \end{bmatrix} * 10^6 \frac{kg}{m}$$

$$K = \begin{bmatrix} 16.254 & -8,127 \\ -8,127 & 8,127 \end{bmatrix} * 10^6 \frac{kg}{m}$$

Matriz de masas:

$$m_1 = \frac{W_{Nivel 1}}{g} = \frac{25900 \text{ kg}}{9.8 \frac{m}{s^2}} = 2642.86 \frac{kg * s^2}{m}$$

$$m_2 = \frac{W_{Nivel 2}}{g} = \frac{39120 \text{ kg}}{9.8 \frac{m}{s^2}} = 3991.84 \frac{kg * s^2}{m}$$

$$\text{Matriz de masa: } M = \begin{bmatrix} 2642.86 & 0 \\ 0 & 3991.84 \end{bmatrix} \frac{kg * s^2}{m}$$

Ecuación general de movimiento y obtención de valores propios:

$$\{0\} = ([K] - \omega^2 * [M]) * \{\varphi\} \rightarrow \begin{bmatrix} 16.254 & -8.127 \\ -8.127 & 8.127 \end{bmatrix} * 10^6 \frac{kg}{m} - \omega^2 * \begin{bmatrix} 2642.86 & 0 \\ 0 & 3991.84 \end{bmatrix} \frac{kg * s^2}{m} = 0$$

Por lo tanto, para obtener las frecuencias naturales y el periodo se debe resolver el determinante de la matriz anterior:

$$T = \begin{vmatrix} 16.254 * 10^6 \frac{kg}{m} - \omega^2 * 2642.86 \frac{kg * s^2}{m} & -8.127 * 10^6 \frac{kg}{m} \\ -8.127 * 10^6 \frac{kg}{m} & 8.127 * 10^6 \frac{kg}{m} - \omega^2 * 3991.84 \frac{kg * s^2}{m} \end{vmatrix} \quad (1)$$

$$T = 1.055 * 10^7 w^4 - 8.636 * 10^7 w^2 + 6.604 * 10^7$$

Igualando a cero y resolviendo se obtiene:

$$\omega_1 = 29.221 \frac{rad}{s} \quad \omega_2 = 85.628 \frac{rad}{s}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{29.221} = 0.215 \text{ s} \quad T_2 = \frac{2\pi}{86.628} = 0.073 \text{ s}$$

Sustituyendo  $\omega_1$  en (1) se despeja el componente de forma modal  $\varphi$ :

$$0 = \begin{bmatrix} 16.254 * 10^6 - (29.221)^2 * 2642.86 & -8.127 * 10^6 \\ -8.127 * 10^6 & 8.127 * 10^6 - (29.221)^2 * 3991.84 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \varphi_{11} \\ \varphi_{21} \end{bmatrix}$$

$$13.997 * 10^6 * \varphi_{11} - 8.127 * 10^6 * \varphi_{21} - 8.127 * 10^6 * \varphi_{11} + 4.719 * 10^6 * \varphi_{21} = 0$$

$$\therefore \varphi_{21} = 0.582 \varphi_{11}$$

Sustituyendo  $\omega_2$  en (1) se despeja el componente de forma modal  $\varphi$ :

$$0 = \begin{bmatrix} 16.254 * 10^6 - (85.628)^2 * 2642.86 & -8.127 * 10^6 \\ -8.127 * 10^6 & 8.127 * 10^6 - (85.628)^2 * 3991.84 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \varphi_{11} \\ \varphi_{21} \end{bmatrix}$$

$$-3.124 * 10^6 * \varphi_{11} - 8.127 * 10^6 * \varphi_{21} - 8.127 * 10^6 * \varphi_{11} - 21.142 * 10^6 * \varphi_{21} = 0$$



$$\therefore \varphi_{22} = -2.601\varphi_{12}$$

Por lo tanto:

$$\varphi = \begin{bmatrix} 1.00 & 1.00 \\ 0.582 & -2.601 \end{bmatrix}$$

Una vez obtenidos los factores  $\varphi$  se procede a estimar el factor de participación modal P de cada modo de oscilación, como se muestra a continuación.

**Cuadro 27.** Valores para el primer modo de oscilación

Nivel	$W_i$ (ton)	$\varphi_{i1}$	$W_i * \varphi_{i1}$	$W_i * \varphi_{i1}^2$
1	39.12	1.00	39.12	39.12
2	25.90	0.58	15.02	8.71
Suma	65.02		54.14	47.83

$$P_1 = \frac{\sum W_i * \varphi_{i1}}{\sum W_i * \varphi_{i1}^2} = \frac{54.14}{47.83} = 1.13$$

Con lo anterior se estima el peso  $W_{m1}$  que participa en el modo 1.

$$W_{m1} = P_1 * \sum W_i * \varphi_{i1} = 1.13 * 54.14 = 61.178 \text{ ton}$$

$$\% \text{ de participación de la masa} = \frac{100 * 61.178}{65.02} = 94.1\% > 90\%$$

$\therefore$  El modo 1 es significativo

Se sigue el mismo procedimiento para verificar si el modo 2 es significativo.

**Cuadro 28.** Valores para el segundo modo de oscilación

Nivel	$W_i$ (ton)	$\varphi_{i2}$	$W_i * \varphi_{i2}$	$W_i * \varphi_{i2}^2$
1	39.12	1.00	39.12	39.12
2	25.90	-2.60	-67.37	175.22
Suma	65.02		-28.25	214.34

$$P_2 = \frac{\sum W_i * \varphi_{i2}}{\sum W_i * \varphi_{i2}^2} = \frac{-28.25}{214.34} = -0.132$$

Con lo anterior se estima el peso  $W_{m2}$  que participa en el modo 2.

$$W_{m2} = P2 * \sum W_i * \varphi_{i2} = -0.132 * -28.25 = 3.729 \text{ ton}$$

$$\% \text{ de participación de la masa} = \frac{100 * 3.729}{65.02} = 5.73\% < 90\%$$

$\therefore$  El modo 2 no es significativo

A pesar de que no es significativo, se considera en la estimación del resto de valores para efectos ilustrativos. Se procede a verificar que el procedimiento se realizó de la manera correcta, para esto la suma de las masas modales debe ser igual a la masa total del sistema. Además, la suma de la multiplicación de los factores de participación modal por  $\varphi_{ii}$  debe ser igual a 1.

$$W_{m1} + W_{m2} = 61.178 \text{ ton} + 3.729 \text{ ton} = 64.917 \text{ ton} \approx 65.02 \text{ ton} \text{ ; Cumple!}$$

$$\varphi_{11} * P1 + \varphi_{12} * P2 = 1 \rightarrow 0.58 * 1.13 + 2.60 * 0.132 = 0.999 \approx 1 \text{ ; Cumple!}$$

- Fuerza sísmica en la estructura

Primero, se estima el coeficiente sísmico para cada modo de oscilación y el cortante basal respectivo  $V_i$ .

Para el modo 1  $T1=0.215$  y  $FED_{\mu=1} = 2.5$ :

$$\text{Coeficiente sísmico modo 1 } CS1 = \frac{\alpha_{ef} * FED_{\mu=1} * I}{R} = \frac{0.36 * 2.5 * 1.25}{2} = 0.563$$

$$\rightarrow V_1 = CS1 * W_{m1} = 0.563 * 61.178 \text{ ton} = 34.44 \text{ ton}$$

Para el modo 1  $T2=0.073s$  y  $FED_{\mu=1} = 1.0$ :

Al ser un periodo tan bajo, la estructura experimente la misma aceleración del suelo, por lo que no es necesario reducir con el factor R.

$$\text{Coeficiente sísmico modo 2 } CS2 = \frac{\alpha_{ef} * FED_{\mu=1} * I}{R} = \frac{0.36 * 1.0 * 1.25}{1} = 0.45$$

$$\rightarrow V_2 = CS2 * W_{m2} = 0.45 * 3.729 \text{ ton} = 1.678 \text{ ton}$$

Finalmente, el cortante total se calcula de acuerdo a lo explicado a la sección 2.6.3 y la ecuación 2.6-4 del marco teórico.

$$V_{total} = \sqrt{V_1^2 + V_2^2} = \sqrt{34.44^2 + 1.678^2}$$

$$V_{total} = 34.48 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el cortante basal, y por ende la fuerza de sismo lateral aplicada en el centro de masa de la estructura, es de 34.48 ton.

- Fuerza sísmica en la estructura

Para obtener la fuerza en las conexiones de la base de la estructura, la fuerza horizontal a considerar es el cortante basal estimado en el inciso anterior. Ya que, por equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal, estos apoyos experimentan el mismo efecto. Se debe multiplicar por la sobrerresistencia del Cuadro 34, la cual tiene un valor asignado de 2 y posteriormente dividir por la cantidad de apoyos, que en este caso son cuatro. A partir de esto es posible calcular cuántos pernos son necesarios, sus dimensiones, su longitud embebida y el espesor de la placa de asiento.

–Fuerza horizontal  $E_h$  en la conexión (cuatro apoyos):

Ya que solo actúa la fuerza de sismo en la orientación vertical, se considera únicamente la combinación última 3 del CSCR 2010/14, donde el efecto de sismo se multiplica por 1.0.

$$E_h = \frac{V_{total} * SR}{4} = \frac{34.48 \text{ ton} * 2}{4} = 17.24 \text{ ton/apoyo}$$

–Fuerza vertical  $E_v$  en la conexión (cuatro apoyos):

Se tienen los siguientes casos para el sentido vertical.

$$CU_1 = \frac{1.4 * W_{combinado}}{4} = \frac{1.4 * 65.02 \text{ ton}}{4} = 22.757 \text{ ton/apoyo}$$

$$CU_3 = \frac{1.05 * W_{combinado} \pm 0.5 * a_{ef} * W_{combinado} * SR}{4} = \begin{cases} 22.92 \text{ ton/apoyo} \\ 11.22 \text{ ton/apoyo} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 CU_4 &= 0.95 * W_{combinado} \pm 0.5 * aef * 0.36 * W_{combinado} * SR \\
 &= \frac{0.95 * 65.02 \text{ ton} \pm 0.5 * 0.36 * 65.02 * 2}{4} = \begin{cases} 21.29 \text{ ton/apoyo} \\ 9.59 \text{ ton/apoyo} \end{cases} \\
 \therefore \text{Efecto vertical en compresión: } Ev &= 22.92 \text{ kg/apoyo}
 \end{aligned}$$

También se analiza el efecto del momento de volcamiento generado por la aplicación de la fuerza horizontal se sismo en la parte superior de la estructura. Este momento genera una reacción en tensión y otra en compresión en cada apoyo.

$$\text{Momento de volcamiento: } M = Vb * H = 34.48 \text{ ton} * 6 \text{ m} = 206.88 \text{ ton} - \text{m}$$

Para obtener la fuerza se divide el momento entre la longitud de la base y se multiplica por la resistencia.

$$\begin{aligned}
 \text{Reacción en tensión y compresión} &= \pm \frac{M * SR}{L_{Base}} * \frac{1}{2} = \frac{206.88 \text{ ton} - \text{m} * 2}{6 \text{ m}} * \frac{1}{2} \\
 &= \pm 34.48 \text{ ton (Tensión y compresión)}
 \end{aligned}$$

Hay dos apoyos a cada lado, por lo que dos experimentan tensión por el momento de volcamiento y dos compresión.

$$\text{Reacción apoyo por } M_{volcamiento} = \pm \frac{34.48 \text{ ton}}{2} = \pm 17.24 \text{ ton/apoyo}$$

De las fuerzas obtenidas con cada combinación última, CU<sub>4</sub> da el caso con menor fuerza de compresión; donde cada apoyo resiste 9.59 ton. Al comparar eso con la reacción en tensión por volcamiento (-17.24 ton), se confirma que es mayor, por lo que los apoyos deben soportar tensión también.

Por ende los apoyos se deben diseñar para las siguientes fuerzas verticales:

$$\text{Fuerza máxima por apoyo}_{compresión} = 22.92 \text{ ton} + 17.24 \text{ ton} = 40.16 \text{ ton/apoyo}$$

$$\text{Fuerza máxima por apoyo}_{tensión} = 9.59 \text{ ton} - 17.24 \text{ ton} = -7.65 \text{ ton/apoyo (Tensión)}$$

- Resumen de resultados

**Cuadro 29.** Resumen de los valores de demanda sísmica obtenidos

Demanda sísmica	
Para la estructura	
Cortante en la base	34.48 ton
Demanda sísmica en las conexiones de los apoyos de la estructura	
Fuerza horizontal/apoyo de conexión	17.24 ton
Fuerza vertical/apoyo (compresión)	40.16 ton
Fuerza vertical/apoyo (tensión)	7.65 ton

## **CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1. Conclusiones**

Con base en la información recopilada y analizada, se llega a una serie de conclusiones y recomendaciones respecto al análisis de la demanda sísmica en componentes no estructurales y estructuras que no clasifican como edificaciones.

Respecto a los componentes no estructurales (CNE), se concluye que se clasifican como tales por no cumplir una función estructural, pero también, por el riesgo que representan en cuanto a pérdidas humanas, pérdidas de propiedad o monetarias y pérdidas de funcionalidad. Es por esto que, el esfuerzo realizado en el diseño sismorresistente de la estructura y el cumplimiento de sus objetivos de desempeño puede verse opacado por la falla de un CNE, ya que pone en riesgo la seguridad de los ocupantes y el funcionamiento correcto de la estructura, en especial si se trata de una instalación esencial. De igual manera, la interacción entre el componente y la estructura soportante es clave para la estabilidad de éste. Por ende, se debe revisar la capacidad de los materiales que lo componen, la estructura que lo soporta y las conexiones que lo unen a la estructura principal.

Al comparar los lineamientos expuestos por el CSCR 2010/14 y el ASCE 7 – 16 se encuentran semejanzas, pero también diferencias que demuestran que el código costarricense debe detallar más a fondo ciertos aspectos en el capítulo 14. Respecto a las categorías de los componentes presentados en los cuadros, se observa que son equivalentes en su mayoría, tanto en los tipos como en las constantes  $X_p$  y  $R_p$ . Por otro lado, la diferencia principal es la falta de una metodología para calcular la fuerza en las conexiones del componente, la ausencia de un procedimiento para obtener la fuerza vertical de sismo y el faltante de los valores de sobrerresistencia asignados a cada componente. La expresión  $F_p$  permite calcular la fuerza en la estructura de soporte del CNE, mientras que al multiplicarla por la sobrerresistencia se obtiene la fuerza necesaria para evitar que la falla suceda en la conexión.

Otra de las diferencias encontradas concierne a los valores de importancia del componente. Se concluye que los factores asignados para una misma categoría de ocupación difieren entre ambas metodologías, para el caso costarricense se tiene un valor de  $I_p=1.25$  para los grupos C y D, mientras que el ASCE 7 – 16 propone 1.00. Esto se puede justificar por la diferencia en la calidad de materiales, el nivel de la mano de obra, el tipo de inspección y el mantenimiento que se le da a las estructuras entre ambos países. Se debe evaluar si una diferencia de un 25%

es justificable en el cálculo de las fuerzas sísmicas tanto del componente como de sus conexiones.

Se determina que las *otras estructuras* pueden ser identificadas por las diferencias que tienen respecto a las edificaciones tradicionales. La principal es que no son ocupadas por personas, poseen un amortiguamiento menor y tienen sistemas sismorresistentes distintos.

Se distinguen tres tipos de otras estructuras, las que se comportan como una edificación, las que no se comportan como una edificación y los tanques. También, dependiendo de si la estructura tiene un peso significativo respecto a su estructura de soporte, puede ser considerada como OE o como CNE. Debido a su comportamiento diferenciado, la ductilidad y la sobrerresistencia no se pueden tomar directamente del CSCR 2010/14, ya que hay discrepancias en la ocupación humana, el amortiguamiento y el hecho de que los elementos, secciones y materiales que las componen están definidos por factores distintos a las cargas tradicionales.

Además, el método para estimar el sismo de diseño es diferente en el ASCE 7 – 16 y el CSCR 2010/14, ya que en el primero se reduce en función del factor R y en el segundo se muestran los factores espectrales ya reducidos según la ductilidad, la cual está asignada solo para edificaciones. Después de una revisión de los alcances y métodos de análisis del CSCR 2010/14, se puede afirmar que no hay una metodología establecida para el análisis de estructuras que no clasifican como edificación. Sin embargo, cuenta con secciones que se pueden aprovechar para proponer una metodología nacional.

El factor R, expuesto en el ASCE 7 – 16 para cada tipo de OE, trae implícita la ductilidad y la SR. Por ende, es apto para determinar el espectro de respuesta elástico a las condiciones reales de la estructura con pocas variaciones a la ecuación existente del coeficiente sísmico. Entonces para obtener el espectro de respuesta real se debe dividir el FED elástico entre el factor de modificación R asignado, y no entre la sobrerresistencia y la ductilidad. Además, dado que el factor R depende de esos dos valores, la redundancia y del período, obtener la ductilidad asignada es un proceso iterativo de varias variables, por esto se presenta el procedimiento necesario para estimarlo, pero no los valores asignados a cada caso.

La escogencia del método de análisis para OE es similar al caso de una edificación, depende de las irregularidades en planta y en altura de la estructura a analizar. En el caso de OE similares a una edificación, aplican casi todos los criterios de irregularidad del CSCR 2010/14, mientras que para el caso de las que no se comportan similar a una edificación aplican tanto

criterios similares como otros no incluidos en el código costarricense. La irregularidad torsional es inusual, ya que la mayoría de OE no cuentan con diafragma rígido. De manera general, el método dinámico aplica cuando haya irregularidades significativas, en masa, resistencia o rigidez, mientras que el estático se aplica a estructuras regulares y distribución uniforme de masa.

Además, si son OE soportadas por otras, se debe diferenciar su análisis según el porcentaje de peso que representen en el peso total del sistema. Si la OE pesa menos del 25% del peso combinado se considera un CNE, mientras que, si es mayor, según su periodo se comporta como un cuerpo rígido ( $T < 0.06s$ ) o como un cuerpo deformable ( $T \geq 0.06s$ ), donde se analiza considerando la respuesta combinada. Se concluye que la mayoría de otras estructuras experimentan períodos fundamentales bajos y tienen un comportamiento rígido, por lo que es válido usar el período en el "plateau" de las gráficas de FED como una estimación inicial. Sin embargo, este no puede aproximarse con las ecuaciones de la sección 7.4.5 del CSCR 2010/14, sino que debe ser mediante el método de Rayleigh.

Otra de las diferencias encontradas es que en la metodología estadounidense la distribución de las fuerzas verticales en el método estático varía según el período de la estructura. Esta puede estar descrita por un triángulo (utilizado en el CSCR 2010/14), por una parábola cuadrática o por una parábola con exponente entre 1 y 2.

También el ASCE 7 – 16 toma en cuenta los materiales, las restricciones de altura y la estructuración para definir la sobrerresistencia, mientras que en Costa Rica se define solo en función del sistema sismorresistente.

De manera similar a los CNE, se observa que, para mismas categorías de ocupación, el CSCR 2010/14 tiene factores de importancia diferentes al ASCE 7 – 16, solo que para OE son mayores los del ASCE 7 (1.5) que los del código costarricense (1.25). Una misma estructura, como los *racks* puede tener diferente importancia dependiendo de si está abierta al público o no.

En cuanto a las deformaciones últimas, no es posible utilizar la ecuación presentada en el capítulo 6 del CSCR 2010/14 ya que depende de la ductilidad. Por lo que se debe utilizar el factor de modificación de deformaciones  $C_d$ , que compensa la reducción hecha para obtener el sismo de diseño y la ecuación asociada del ASCE 7 – 16 para ajustar las deformaciones elásticas a las reales.



Otra carencia encontrada, es la falta de lineamientos para estimar la fuerza vertical de sismo que experimenta la estructura. Esto es relevante incluirlo, ya que en las *otras estructuras* es más común encontrar casos susceptibles a cargas verticales, como los tanques anclados en un piso intermedio cerca del centro de masa vertical de la estructura.

Finalmente se confirma que los tanques soportados por su cuenta requieren de un análisis más detallado, debido a que se debe considerar el efecto hidrodinámico causado por el movimiento interno del líquido y sólidos granulares. Por lo cual la metodología expuesta no se puede aplicar directamente para la estimación de las fuerzas sísmicas correspondientes.

## **6.2. Recomendaciones**

Debido al faltante de información encontrado en los lineamientos de análisis de CNE en el código sísmico actual, se recomienda incluir el valor de sobrerresistencia para cada tipo de componente en la tabla 14.1 del CSCR 2010/14, basado en el Cuadro 31 y el Cuadro 32 con constantes del ASCE 7 – 16 mostrado en los anexos.

También se insta a discutir la inserción de la ecuación 3.2-5 en el capítulo 14, la cual es similar a la expresión 10.4.3 del CSCR 2010/14 para el caso de la fuerza en las uniones en estructuras de acero. Esta expresión indica que se debe multiplicar la fuerza horizontal de sismo por la sobrerresistencia del componente para obtener la fuerza de diseño en la conexión.

De igual manera se debe evaluar añadir la ecuación 3.2-4 para efectos de la fuerza vertical. En esa sección se señala que el peso multiplicado por la mitad de la velocidad pico efectiva equivale al efecto vertical del sismo en el CNE. Esta expresión no requiere información adicional a la ya expuesta en el CSCR 2010/14 y permite analizar componentes sensibles a fuerzas verticales.

La misma recomendación aplica para las estructuras que no clasifican como edificación, donde no solo se necesita asignar la sobrerresistencia, sino que también el factor de modificación de respuesta R y el factor de amplificación de deformaciones Cd. Se recomienda discutir la inclusión de una tabla equivalente al Cuadro 33 y el Cuadro 34, así como las ecuaciones asociadas al cálculo del coeficiente sísmico (4.3-7), la fuerza en las conexiones y una metodología para estimar la aceleración vertical.

Para los valores se podrían utilizar los del ASCE 7 – 16 o se podría discutir un cuadro nuevo con valores propios asignados en base a criterio profesional o mediante el planteamiento de investigaciones académicas a futuro.

También es necesario evaluar si las discrepancias entre los factores de importancia del ASCE 7 – 16 y el CSCR 2010/14 son justificación suficiente para modificar los factores existentes para el caso de OE o se mantienen los estipulados en el código actual.

Dado a que no se cuentan con las ductilidades asignadas de cada estructura que no clasifica como edificación, se debería evaluar incluir el factor de amplificación de deflexiones y la ecuación (4.3-12) asociada al código sísmico costarricense, debido a que la ecuación actual depende de la ductilidad. Esta ecuación permite calcular la deformación última de la estructura a partir de la deformación elástica, la importancia y el coeficiente de amplificación de deflexiones.

En caso de que esta expresión no sea compatible, o si se prefiere mantener la ecuación original del coeficiente sísmico, es necesario incluir en el cuadro de factores por tipo de OE una columna de ductilidades típicas. Las cuales se pueden obtener con el procedimiento de la sección 5.5.8.6 (donde se describe cómo despejar la ductilidad global de la estructura a partir de su período natural y el factor de ductilidad) o con criterio profesional de la comisión redactora.

El mismo proceso de compatibilidad se debería realizar en el caso de las irregularidades para otras estructuras, donde se pueden incluirse en un apartado o se puede evaluar la posibilidad de modificar las existentes en el CSCR 2010/14 para un ajuste más general.

## 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agencia Federal De Manejo de Emergencia FEMA (2017) *FEMA E-74: Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage* [Presentación con Diapositivas] Recuperado de: <https://www.atcouncil.org/docman/fema/121-fema-e-74-presentation-handout/file>

Agencia Federal De Manejo de Emergencia FEMA (2016) *FEMA P-1051: Nonbuilding Structure Design*. Estado Unidos de América: Washington, D.C.

Agencia Federal De Manejo de Emergencia FEMA (2010) Biblioteca de multimedios: galería de fotografías de registros de daño no estructural. Recuperado de: <https://www.fema.gov/es/media-library>

Agencia Federal De Manejo de Emergencia FEMA (2012) *FEMA E-74: Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage: A Practical Guide*. Tercera Edición. Estado Unidos de América: Washington, D.C.

Agencia Federal De Manejo de Emergencia FEMA (2013) *2013 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Training and Instructional Materials Nonbuilding Structure Design* [Presentación con Diapositivas] Recuperado de: [https://www.fema.gov/media-library-data/1393890432586-c071850c3050c34da135376baa478a1b/P-752\\_Unit13.pdf](https://www.fema.gov/media-library-data/1393890432586-c071850c3050c34da135376baa478a1b/P-752_Unit13.pdf)

American Society of Civil Engineers ASCE (2011) *Guidelines for Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities*. Virginia, Estados Unidos de América. American Society of Civil Engineers.

American Society of Civil Engineers ASCE (2014) ASCE 41-13: *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia, Estados Unidos de América. American Society of Civil Engineers.

American Society of Civil Engineers ASCE (2017) ASCE 7-16: *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures*. Virginia, Estados Unidos de América. American Society of Civil Engineers.

American Society of Mechanical Engineers ASME (2011) ASME B31.1: *Process Piping Code*. Nueva York, Estados Unidos de América. American Society of Mechanical Engineers.

Bachman, R., Dowty, S. (2008) Is it a Nonstructural Component or a Nonbuilding Structure? *Revista Structure. Volumen Abril 2008*, 18-21.

- Building Seismic Safety Council (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington D.C., Estados Unidos de América. Federal Emergency Management Agency of the U.S. Edición 2009 Department of Homeland Security.
- Building Seismic Safety Council (2010). *Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington D.C., Estados Unidos de América. Federal Emergency Management Agency of the U.S. Department of Homeland Security.
- Building Seismic Safety Council (2015) *NEHRP Recommended Seismic Provisions*. Washington D.C., Estados Unidos de América. Federal Emergency Management Agency of the U.S. Department of Homeland Security.
- Chopra, A., Chintanapakdee, C. (2004) Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems. *Journal of Structural Engineering*. 130. 1309-1319.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica CFIA. (2013). *Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica*. Cartago, Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica CFIA. (2016). *Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014*. Cartago, Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Devadanam, B., Ratnam, M., RangaRaju, U. (2015) Effect of Staging Height on the Seismic Performance of RC Elevated Water Tank. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*. 4. 18568-18575.
- Instituto Nacional de Estadísticas y Censos. (2017). *Estadísticas de la Construcción 2017: Número de construcciones, área en metros cuadrados y valor en miles de colones por clase de obra según provincia y cantón*. Recuperado de de: <http://www.inec.go.cr/economia/estadisticas-de-la-construccion>
- Kimball, C. (2016). *Conference Preview: Nonbuilding Structures and Nonstructural Components*. Documento presentado en la conferencia NASCC: The Steel Conference,

- Orlando, Estado Unidos de América. Recuperado de:  
<https://www.aisc.org/globalassets/modern-steel/archives/2016/03/nonbuilding.pdf>
- Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica (2011) *Blog: ¿Se tienen evidencias de los daños por sismo en elementos no estructurales observados en Costa Rica?*. Recuperado de: <http://www.lis.ucr.ac.cr/28>
- Metalco S.A. (2019) Catálogo de productos de acero. Recuperado de:  
<http://www.metalco.net/productos/tuberia-estructural/>
- Mondal, G., Sudhir, J. (2005) Design of non-structural elements for buildings: A review of codal provisions. *The Indian Concrete Journal*. Volumen Agosto. 22-28.
- Porter, K. (2012). *Can Your Data Center Survive an Earthquake? How to Know Your Risk*. Recuperado de:  
<https://www.datacenterknowledge.com/archives/2012/10/10/managing-seismic-risk-of-downtime>
- Scarlat, A. (1996). *Approximate Methods in Structural Seismic Design*. Londres, Inglaterra. E&FN Spon Chapman & Hall.
- Soules, J. G. (2017). Seismic Design of Nonbuilding Structures: Introduction to Designing with ASCE 7 – 16. *Revista Structure, Edición de Abril* [Versión electrónica]. Recuperado de:  
<https://www.structuremag.org/?p=11265>
- Stuff. (2016). *Air duct collapse at Wellington pool during 7.8 earthquake a 'wake up call' says expert*. Recuperado de: <https://www.stuff.co.nz/national/nz-earthquake/86749024/air-duct-collapse-at-wellington-pool-during-78-earthquake-a-wake-up-call-says-expert>
- Veas, V., Chang, J. (2000). *Deformaciones en vigas*. Santiago, Chile. Universidad de Chile.
- Whittaker, A., Hart, G. y Rojahn, C. (1999). Seismic Response Modification Factors. *Journal of Structural Engineering*. 125 (4). 438-444.
- Williams, A. (2003). *Seismic and Wind Forces Design Examples*. Illinois, Estados Unidos de América. International Code Council ICC.



## 8. ANEXOS

### 8.1. Anexo 1. Cuadros con parámetros para la estimación de la demanda sísmica

A continuación, se muestran los cuadros con las constantes R, Xp y SR para componentes no estructurales. Tomar en cuenta que los valores no se pueden mezclar los valores entre tablas.

**Cuadro 30.** Valores de Xp, Rp y SR para componentes no estructurales arquitectónicos. Fuente: ASCE, 2017

Componente arquitectónico	Xp	Rp	SR
Paredes internas no estructurales y divisiones <sup>c</sup>			
Paredes de mampostería sin refuerzo	1	1.5	1.5
Otras paredes y particiones	1	2.5	2
Elementos en voladizo (sin soportar o soportados por debajo de su centro de masa)			
Parapetos y paredes interiores	2.5	2.5	2
Chimeneas	2.5	2.5	2
Elementos en voladizo (soportados por encima de su centro de masa)			
Parapetos y paredes interiores	1	2.5	2
Chimeneas	1	2.5	2
Paredes exteriores no estructurales <sup>c</sup>	1	2.5	2
Elementos exteriores no estructurales y conexiones <sup>b</sup>			
Elementos de pared	1	2.5	
Paredes livianas	1	2.5	
Anclajes de las conexiones	1.25	1	1
Enchapes			
Elementos y accesorios con deformabilidad limitada	1	2.5	
Elementos y accesorios con deformabilidad baja	1	1.5	
Áticos (excepto cuando sean una extensión de los sistemas sismoresistentes)	2.5	3.5	2
Cielos suspendidos y luminarias	1	2.5	2
Armarios, estanterías y equipo de laboratorio	1	2.5	2
Sistemas de pisos elevados registrables			
Pisos especiales	1	2.5	2
Otros	1	1.5	1.5
Apéndices y ornamentos	2.5	2.5	2
Rótulos y vallas comerciales	2.5	3	2
Otros componentes rígidos			
Elementos y accesorios de alta deformabilidad	1	3.5	2
Elementos y accesorios de deformabilidad limitada	1	2.5	2
Elementos y accesorios de baja deformabilidad	1	1.5	1.5
Otros componentes flexibles			
Elementos y accesorios de alta deformabilidad	2.5	3.5	2.5
Elementos y accesorios de deformabilidad limitada	2.5	2.5	2.5
Elementos y accesorios de baja deformabilidad	2.5	1.5	1.5
Escaleras de egreso que no formen parte del sistema sismoresistente	1	2.5	2
Uniones y aditamentos a escaleras y rampas de egreso	2.5	2.5	2.5

**Cuadro 31.** Valores de Xp, Rp y SR para componentes no estructurales electromecánicos. Fuente: ASCE, 2017

<b>Componentes electromecánicos</b>	<b>Xp</b>	<b>Rp</b>	<b>SR</b>
Componentes mecánicos o eléctricos contruidos con láminas delgadas de acero; ventiladores, unidades de aire acondicionado, manejadoras de aire, paneles de control, paneles de transferencia, etc.	2.5	6.0	2.0
Componentes mecánicos contruidos con materiales dúctiles: tanques y recipientes, enfriadores, calentadores de agua, intercambiadores de calor, evaporadores, separadores de aire, equipos de manufactura, etc.	1	2.5	2
Componentes mecánicos elevados sobre estructuras de acero o con soportes de lámina de acero: abanicos, intercambiadores de calor, unidades condensadoras, radiadores remotos, etc.	2.5	3	1.5
Motores, turbinas, bombas, compresores, recipientes presurizados no soportados en bastidores.	1	2.5	2
Tanques y recipientes soportados sobre una enagua metálica que no sean considerados "otras estructuras"	2.5	2.5	2
Componentes de elevadores y escaleras	1	2.5	2
Componentes eléctricos contruidos con materiales dúctiles: generadores, baterías, transformadores, motores, inversores, etc.	1	2.5	2
Equipos de comunicacion, computadoras, instrumentación y controles	1	2.5	2
Chimeneas, torres eléctricas y de enfriamiento montadas en techos, arriostradas lateralmente bajo su centro de masa.	2.5	3	2
Chimeneas, torres eléctricas y de enfriamiento montadas en techos, arriostradas lateralmente sobre su centro de masa.	1	2.5	2
Luminarias	1	1.5	2
Otros componentes electromecánicos	1	1.5	2
<b>Componentes y sistemas con aislamiento de vibración</b>	<b>Xp</b>	<b>Rp</b>	<b>SR</b>
Componentes y sistemas aislados mediante elementos o pisos aislados con neopreno	2.5	2.5	2
Componentes y sistemas aislados mediante resortes y pisos aislados de vibraciones	2.5	2	2
Componentes y sistemas aislados internamente	2.5	2	2
Equipos aislados mediante suspensión, incluidos los dispositivos de ductos en línea y componentes internos aislados mediante suspensión	2.5	2.5	2



**Cuadro 32.** Valores de Xp, Rp y SR para sistemas de distribución. Fuente: ASCE, 2017

<b>Sistemas de distribución</b>	<b>Xp</b>	<b>Rp</b>	<b>SR</b>
Tuberías que cumplen con ASME B31, incluidos los elementos en línea, con juntas soldadas	2.5	12	2
Tuberías que cumplen con ASME B31, incluidos los elementos en línea construidos con materiales de alta o limitada ductilidad, con pegamento, empalmes, acoples a presión o acanalados.	2.5	6	2
Tuberías que no cumplen con ASME B31. construidas con materiales dúctiles y juntas soldadas	2.5	9	2
Tuberías que no cumplen con ASME B31, construidas con materiales de ductilidad alta o limitada y con juntas hechas con pegamento, empalmes, acoples a presión o acanalados	2.5	4.5	2
Tuberías construidas con materiales frágiles como hierro fundido, vidrio o plásticos no dúctiles	2.5	3	2
Ductos, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de alta ductilidad con juntas soldadas	2.5	9	2
Ductos, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de alta o limitada ductilidad con juntas no soldadas	2.5	6	2
Ductos, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales de alta o limitada ductilidad con juntas no soldadas	2.5	3	2
Ductos, incluidos los componentes en línea, construidos con materiales frágiles como el hierro fundido, vidrio ó plásticos no dúctiles	2.5	6	2
Tuberías y bandejas para cables	1	2.5	2
Ductos metálicos y fontanería	1	2.5	2
Bandas transportadoras para manufactura o procesos (sin personal)	2.5	6	2

En los cuadros a continuación, se muestran los valores de sobrerresistencia, factor de modificación de respuesta y factor de amplificación de deformaciones Cd para otras estructuras, según el ASCE 7 – 16.

**Cuadro 33.** Valores de R, SR y Cd otras estructuras con comportamiento similar a una edificación.  
Fuente: ASCE, 2017

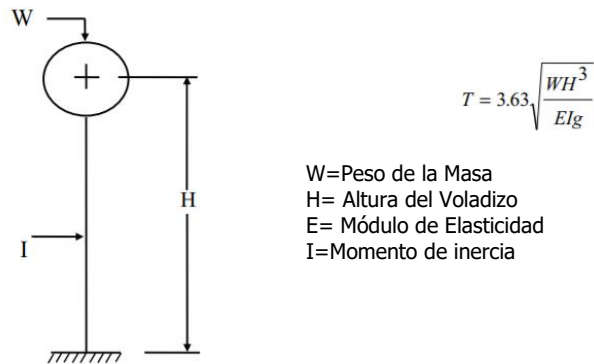
Otras estructuras que se comportan similar a una edificación	R	SR	Cd
Estantería de acero	4	2	3.5
Voladizos en estanterías de acero, laminado en caliente			
Marco tipo OMF	3	3	3
Marco tipo OMF <sup>d</sup>	2.5	2	2.5
Marco arriostrado	3	3	3
Marco arriostrado <sup>d</sup>			
Voladizos en estanterías de acero, laminado en frío	3.25	2	3.25
Marco tipo OMF	3	3	3
Marco tipo OMF	1	1	1
Marco arriostrado	3	3	3
Sistemas de marcos similares a una edificaciones			
Especial	6	2	5
Ordinario	3.25	2	3.25
Con incremento de altura permitido	2.5	2	2.5
Con altura ilimitada	1.5	1	1.5
Marcos con resistencia a momento			
Marcos de acero especiales resistentes al momento	8	3	5.5
Marcos de acero especiales reforzados resistentes al momento <sup>9</sup>	8	3	5.5
Marcos de acero intermedios resistentes al momento	4.5	3	4
Con incremento de altura permitido	2.5	2	2.5
Con altura ilimitada	1.5	1	1.5
Marcos de acero intermedios refprzados resistentes al momento	5	3	4.5
Con incremento de altura permitido	3	2	2.5
Con altura ilimitada	0.8	1	1
Marcos de acero ordinarios resistentes al momento	3.5	3	3
Con incremento de altura permitido	2.5	2	2.5
Con altura ilimitada	1	1	1
Marcos de acero ordinarios reforzados resistentes al momento	3	3	2.5
Con incremento de altura permitido	0.8	1	1

**Cuadro 34.** Valores de R, SR y Cd de OE que no se comportan como edificación. Fuente: ASCE, 2017

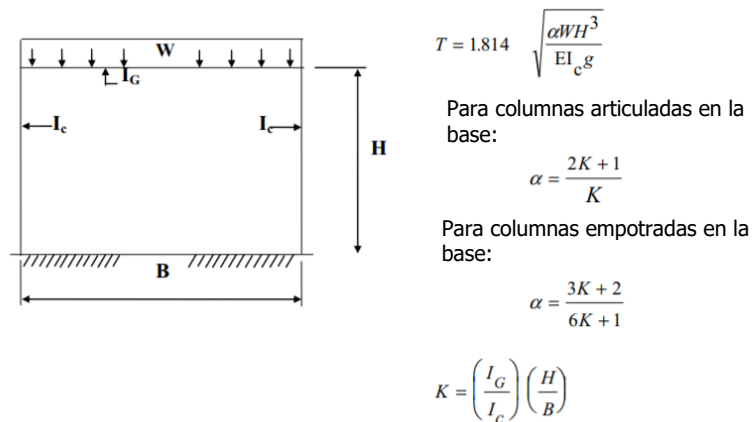
Otras estructuras que no se comportan similar a una edificación	R	SR	Cd
Tanques elevados, recipientes y similares			
Sobre apoyos arrastrados simétricos	3	2 <sup>d</sup>	2.5
Sobre apoyos no arriostrados o asimétricos	2	2 <sup>d</sup>	2.5
Recipientes soldados de acero horizontales sobre asientos de apoyo	3	2 <sup>d</sup>	2.5
Tanques de fondo plano soportados sobre el piso			
Acero o plástico reforzado con fibra:			
Anclado mecánicamente	3	2	2.5
Anclado por si mismo	2.5	2	2
Concreto reforzado o pre-esforzado			
Base no deslizante reforzada	2	2	2
Anclado a base flexible	3.25	2	2
No anclado a base flexible	1.5	1.5	1.5
Otros	1.5	1.5	1.5
Silos de concreto chorreados en sitio, con paredes continuas sobre la fundación	3	1.75	3
Otras estructuras de mampostería reforzada no similares a edificaciones, detalladas como paredes de mampostería intermedias reforzadas para cortante	3	2	2.5
Otras estructuras de mampostería reforzada no similares a edificaciones, detalladas como paredes de mampostería intermedias ordinarias para cortante	2	2.5	1.75
Otras estructuras de mampostería no reforzada no similares a edificaciones	1.25	2	1.5
Chimeneas de concreto	2	1.5	2
Estructuras en voladizo de acero y concreto reforzado, incluyendo chimeneas, silos, recipientes verticales soportados por enaguas.			
Acero soldado	2	2	2
Acero soldado con detallado especial	3	2	2
Concreto reforzado o pre-esforzado	2	2	2
Concreto reforzado o pre-esforzado con detallado especial	3	2	2
Estructuras de soporte tubulares para turbinas de generacion en el mar	1.5	1.5	1.5
Torres de enfriamiento			
Concreto o acero	3.5	1.75	3
Marcos de madera	3.5	3	3
Torres de telecomunicaciones			
Cerchas: Acero	3	1.5	3
Postes: Acero	1.5	1.5	1.5
Madera	1.5	1.5	1.5
Concreto	1.5	1.5	1.5
Marcos: Acero	3	1.5	1.5
Madera	1.5	1.5	1.5
Concreto	2	1.5	1.5
Monumentos y atracciones	2	2	2
Estructuras de péndulo invertido (excepto tanques elevados y recipientes)	2	2	2
Paredes y cercas en voladizo, soportadas desde el piso	1.25	2	2.5
Rótulos y vallas publicitarias	3	1.75	3
Otras estructuras auto-soportadas no cubiertas por las categorías anteriores	1.25	2	2.5

## 8.2. Anexo 2. Estimación del período de estructuras que no clasifican como edificación, pero no se comportan como una

En las siguientes figuras se muestran las ecuaciones propuestas por ASCE (2011) en el apéndice 4A para estimar el periodo de otras estructuras que no se comportan de manera similar a una edificación. Cabe mencionar que las ecuaciones se encuentran en unidades del sistema Imperial.



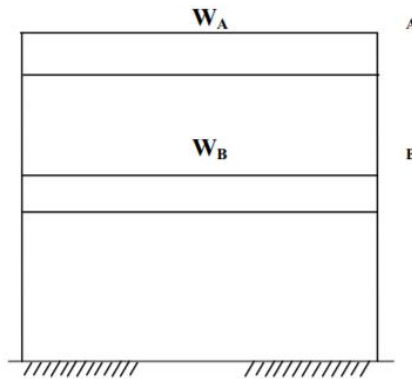
**Figura 92.** Período de vibración natural para una estructura con una masa en voladizo  
Fuente: ASCE, 2011



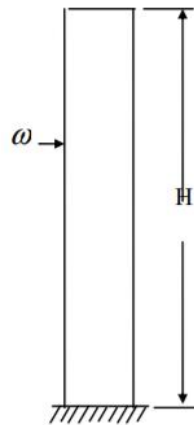
**Figura 93.** Período de vibración natural para una estructura con una masa en un marco rígido  
Fuente: ASCE, 2011

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_A C_{aa} + W_B C_{bb} + \sqrt{(W_A C_{aa} - W_B C_{bb})^2 + 4W_A W_B C_{ab}^2}}{2g}}$$

$C_{aa}$  = Deflexión en A debido a la Carga Unitaria lateral en A  
 $C_{bb}$  = Deflexión en B debido a la Carga Unitaria lateral en B  
 $C_{ab}$  = Deflexión en A debido a la Carga Unitaria lateral en B  
 $W_a, W_b$  = Suma de las cargas verticales en el nivel A o B



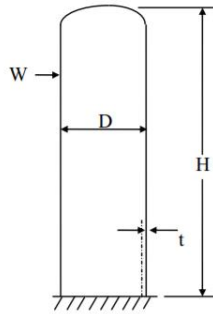
**Figura 94.** Período de vibración natural para una estructura con dos masas  
Fuente: ASCE, 2011



$$T = 1.79 \sqrt{\frac{\omega H^4}{EIg}}$$

$\omega$  = peso por unidad de longitud (altura)

**Figura 95.** Período de vibración natural para una estructura en voladizo con carga uniformemente distribuida y sección transversal constante  
Fuente: ASCE, 2011



$$T = \frac{7.78}{10^6} \left( \frac{H}{D} \right)^2 \sqrt{\frac{12WD}{t}}$$

T=Periodo (s)  
 H= Altura del Voladizo (ft)  
 D= Diámetro (ft)  
 t=Espesor del contendor (pulgada)  
 W=Peso (lb/ft)

**Figura 96.** Período de vibración natural para un contenedor cilíndrico vertical de acero  
 Fuente: ASCE, 2011