



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA (PUEI)
ESPECIALIDAD EN ESTRUCTURAS

**SISTEMAS NO ESTRUCTURALES BAJO ACCIONES
SÍSMICAS**

EXAMEN CON TESINA
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:
CARLOS IVAN CASTILLO OLIVARES

TUTOR:
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F. AGOSTO 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

El presente no se habría podido realizar sin la ayuda del Dr. Roberto Gómez Martínez, quien junto con la Universidad Nacional Autónoma de México, me dieron la oportunidad de ser becario dentro del Instituto de Ingeniería en el área de Mecánica Aplicada.

Especialmente agradezco a mi tutor, Dr. José Alberto Escobar Sánchez, quien me brindo su atención, confianza, interés y consejos.

Agradezco a mis padres, ya que gracias a la educación que me brindaron, tanto académica, moral y en experiencias compartidas he podido llegar a esta etapa de mi vida.

A los maestros, amigos y en general conocidos que he tenido a lo largo de mi vida, aun y solo hubiéramos compartido un saludo, ustedes también me han cambiado aunque sea un poco, les agradezco.

RESUMEN

Este trabajo se desarrolla con base en que el diseño estructural se centra en la seguridad de vida y muchos de los reglamentos abordan sólo los requisitos de diseño mínimos, en consecuencia existe una incertidumbre respecto a los elementos no estructurales dentro de las construcciones y su respuesta al ocurrir un sismo, daños que pueden sobrepasar el costo económico del daño en la estructura.

ABSTRACT

This paper is developed on the basis that structural design focuses on life safety and many of the regulations only consider the minimum design requirements, consequently there is uncertainty as to nonstructural elements within the buildings and their response to an earthquake occur, damages may exceed the economic cost of the damage in the structure.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 2.....	3
DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	3
2.1 RIESGO SÍSMICO	3
2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS.....	3
2.2.1 Filosofía del diseño sismorresistente.....	3
CAPÍTULO 3.....	5
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES Y FUNCIONALES.....	5
3.1 CLASIFICACIÓN	5
3.1.1 Estructurales.....	5
3.1.2 No estructurales.....	5
3.2 CRITERIO PARA DISEÑO DE APÉNDICES	5
3.3 VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL.....	6
3.3.1 Riesgo para la vida.....	7
3.3.2 Riesgo de pérdida del bien	7
3.3.3 Riesgo de pérdida funcional.....	7
3.4 VULNERABILIDAD FUNCIONAL	7
CAPÍTULO 4.....	9
METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE LOS APÉNDICES.....	9
4.1 VULNERABILIDAD DEL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL.....	9
4.2 VULNERABILIDAD DE INSTALACIONES Y EQUIPOS.....	9
4.3 CONSECUENCIAS DEBIDO A LA FALLA DE APÉNDICES	10
4.3.1 Localización del componente en el edificio	10
4.3.2 Ocupación del edificio o servicio.....	10
4.4 LIMITACIONES PARA EL DISEÑO DE APÉNDICES	11
CAPÍTULO 5.....	15
ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS.....	15
5.1 MUROS NO ESTRUCTURALES.....	15
5.2 ACABADOS Y TERMINACIONES	18
5.3 COLUMNA CORTA.....	19
5.4 PLAFONES.....	19
5.5 VENTANERÍA	20

CAPÍTULO 6.....	21
REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL.....	21
6.1 REMOCIÓN	21
6.2 REUBICACIÓN	21
6.3 RESTRICCIÓN EN LA MOVILIZACIÓN DE CIERTOS OBJETOS.....	21
6.4 ANCLAJE	22
6.5 COPLES FLEXIBLES.....	22
6.6 SOPORTES.....	22
6.7 MODIFICACIÓN	23
6.8 AISLAMIENTO	23
6.9 REFUERZOS	24
6.10 REDUNDANCIA	24
6.11 RESPUESTA RÁPIDA Y REPARACIÓN	24
CAPÍTULO 7.....	25
NORMATIVIDAD.....	25
7.1 MÉXICO	25
CAPÍTULO 8.....	29
APLICACIÓN.....	29
8.1 PROCEDIMIENTO A SEGUIR PARA EL DISEÑO DE APÉNDICES.....	29
8.2 MARCO PLANO CON DOS APÉNDICES.....	32
8.3 MARCO PLANO CON UN APÉNDICE, VARIANDO PESO Y ALTURA	36
8.4 MODELO TRIDIMENSIONAL CON Y SIN APÉNDICE	40
8.4.1 Modelo sin apéndice.....	40
8.4.2 Edificio con apéndices	48
CAPÍTULO 9.....	51
CONCLUSIONES.....	51
ANEXOS.....	53
Anexo A Imágenes de apéndices estructurales	53
REFERENCIAS.....	59

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Se considera como apéndices a los elementos que no forman parte del sistema de soporte de una edificación. El diseño de apéndices en ocasiones se olvida, y en otras no se prevé su falla (Organización Panamericana de la Salud, 2004). Cuando el diseñador de alguna estructura toma en cuenta los apéndices, le pueden surgir preguntas como: ¿es necesario considerar los apéndices en el análisis?, ¿cuánto tiempo se invertirá en el diseño de los apéndices? En caso de fallar un apéndice ¿se pone en riesgo la seguridad o vida de personas?, ¿qué daños a la estructura pueden causar los apéndices en caso de falla?, ¿es económico diseñar estos elementos bajo fuerzas sísmicas?

El diseño estructural en zonas sísmicas es uno de los mayores problemas que encuentra un ingeniero. Por eso, con el paso de los años y acontecimientos se modifican los reglamentos. Aun así, la mayoría de los reglamentos se basan en la estructura principal. Por lo tanto, algunas normas descuidan apéndices (escaleras, ventanas, sistema hidráulico y/o gas, tanques, balcones, etc.). El no considerar los apéndices puede llevar a costos económicos considerables en caso de un sismo. Por ejemplo, la relación del costo de los elementos no estructurales (apéndices) al costo total de la edificación tiene un valor en hospitales de entre el 85% y el 90%, debido principalmente al costo de los equipos médicos y a las instalaciones especiales. En edificios de vivienda y oficinas alcanza un valor de aproximadamente 60% (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

En este trabajo se abordó la metodología para analizar los apéndices dentro de una construcción. Se investigaron soluciones para prevenir la falla de los apéndices. Se utilizó el método de análisis del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (RCDF-2004) en tres estructuras, la primera un marco de 5 pisos (Bazán y Meli, 2004), para la segunda y tercera se utilizó un edificio de 10 pisos sin y con apéndices respectivamente (propuesto). Se compararon la segunda y tercera estructura, demostrando el grado de la interacción entre la estructura y los apéndices.

CAPÍTULO 2

DISEÑO SISMORRESISTENTE

En el diseño sismorresistente se prevé que la respuesta de la estructura ante las fuerzas sea en el intervalo inelástico, por lo tanto al diseñar los apéndices no se debe olvidar que las deformaciones de la estructura pueden causar la falla del apéndice. El riesgo sísmico y la respuesta de la estructura son conceptos que se desarrollaron en este capítulo y se mostró su relación con los apéndices.

2.1 RIESGO SÍSMICO

Puede interpretarse como una medida de las pérdidas potenciales (humanas, económicas, sociales, ambientales, etc.) que pueden originar los sismos en un periodo de tiempo especificado. Técnicamente hablando, el riesgo sísmico surge como resultado de la interacción entre la amenaza sísmica y la vulnerabilidad. Definiendo amenaza sísmica como la probabilidad estadística de que ocurra un sismo de cierta intensidad en un determinado sitio, durante un período de tiempo. Vulnerabilidad es la pérdida de capacidad de respuesta, en una edificación, producto de lo que se llama desastre interno. De ahí la importancia de no confundir amenaza con riesgo, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS

La capacidad de deformarse del material, del que están hechos los elementos de una estructura, no se traslada automáticamente al sistema estructural, debido entre otras cosas a que se trata de elementos individuales conectados por uniones. Las uniones pueden presentar una falla frágil y de esta manera limitar la deformación de la estructura. El diseño y detallado de las conexiones entre los distintos componentes estructurales, es un aspecto de fundamental importancia. La conexión entre los apéndices y la estructura debe diseñarse para dos casos: a) cuando el apéndice este restringido por la estructura. Debe ser capaz de resistir las deformaciones de la estructura; b) cuando el apéndice esté separado de la estructura. Las conexiones entre el apéndice y la estructura deben soportar el cortante y momento de volteo producidos por las fuerzas sísmicas actuantes en él.

El concepto de ductilidad, capacidad de deformarse de un material, debe entenderse con claridad ya que en los apéndices es casi siempre menor a la de la estructura en la que se encuentran. Principalmente se debe a que el comportamiento de los apéndices se acerca más al de un péndulo invertido (Bazán y Meli, 2004).

2.2.1 Filosofía del diseño sismorresistente

Para las estructuras sismorresistentes, la mayoría de los códigos de diseño, establecen requerimientos mínimos para asegurar la protección de la vida humana sin controlar el daño que puede resultar de la acción sísmica. Las estructuras sismorresistentes, salvo casos especiales, se diseñan para responder en el intervalo inelástico disipando la energía durante un terremoto severo. La disipación de energía por medio de deformaciones en el intervalo inelástico implica que ocurra daño estructural, y eventualmente puede causar problemas de inestabilidad. El daño que produce un sismo tiene un costo de reparación, pudiendo ser significativo según el tipo y la cantidad de componentes afectados, las técnicas de reparación requeridas, etc. (Arcos, 1995).

CAPÍTULO 3

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES Y FUNCIONALES

Los elementos que no pertenecen al sistema estructural principal, son llamados apéndices por el RCDF-2004, sin embargo en la mayoría de las referencias encontradas se les llama elementos no estructurales. Por lo tanto en este capítulo se presenta de manera general la clasificación y las bases de diseño que se toman en cuenta para este trabajo, con la observación de que algunos reglamentos toman en cuenta la clasificación del apéndice.

3.1 CLASIFICACIÓN

En cada edificación se identifican dos elementos constructivos principales:

3.1.1 Estructurales

Un elemento estructural es cada una de las partes que conforma una estructura y que aporta capacidad de carga y rigidez.

3.1.2 No estructurales

Se agrupan en tres tipos:

Arquitectónicos.- Muros, ventanas, puertas, cornisas, luminarias, letreros y señales, muros exteriores, volados, cielos falsos, parapetos, barandas y pasamanos, postes y astas, cubiertas, juntas constructivas, antenas, chimeneas y balcones, etc.

Equipamiento y mobiliario.- Equipos y mobiliario de áreas de servicio (cocina, lavandería, almacenes, etc.), recipientes de sustancias, materiales y equipo (informática, oficina, comunicación y decorativos), etc.

Instalaciones básicas (funcionales).- Sistemas de: energía eléctrica, emergencia, agua fría, agua caliente, vapor, desagüe, telecomunicaciones, aire y gases, etc.

3.2 CRITERIO PARA DISEÑO DE APÉNDICES

Al hacer frente al diseño sismorresistente de una edificación, no basta con estructuras que se deforman sin llegar al colapso ante sismos de gran intensidad, sino también considerar que los elementos no estructurales pueden influir en el comportamiento de la estructura, causando pérdida de vidas humanas o dejando sin funcionamiento una instalación.

Las acciones sísmicas en un apéndice dependen del movimiento del terreno y de la interacción dinámica entre el edificio y el apéndice. Dicha interacción es compleja, especialmente al considerar el comportamiento inelástico de la estructura principal bajo el efecto del sismo.

La forma correcta de determinar las fuerzas que se inducen en el apéndice, implica obtener las características del movimiento al que está sujeto el piso sobre el que está desplantado (o del que está colgado) y analizar, para ese movimiento, la respuesta del apéndice, que se puede idealizar

generalmente como un sistema de un grado de libertad. Esto puede hacerse incluyendo el apéndice en el modelo de la estructura principal y realizando un análisis dinámico del conjunto.

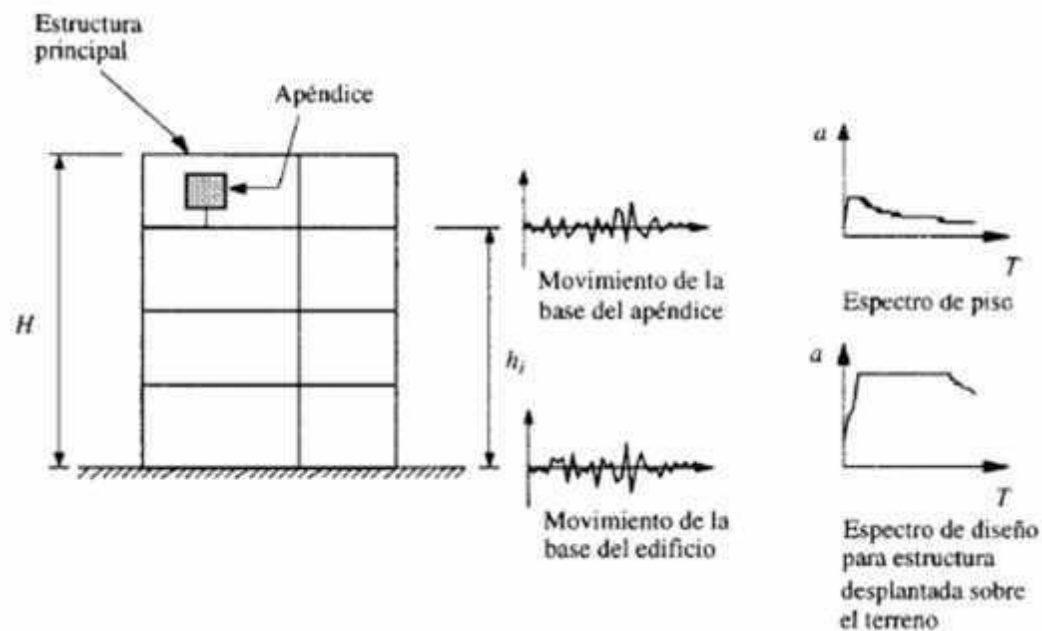


Figura 3.1 Espectro de piso para los apéndices y edificio (Bazán y Meli, 2014).

Debido a que el apéndice tiene usualmente masas diferentes que las de la estructura, la solución del sistema suele presentar dificultades numéricas. Por lo tanto, cuando la masa del apéndice es despreciable con respecto a la de la estructura, es preferible realizar primero el análisis ignorando el apéndice, o a lo más incluyendo su masa en la del piso en que se apoya. De esto se obtiene el movimiento de la base del apéndice, sea en función de una aceleración máxima, de un acelerograma, o de un espectro de aceleraciones. Este resultado se usa como excitación para un modelo del apéndice que se analiza por separado.

Para evitar las complicaciones de los procedimientos anteriores, el RCDF-2004, acepta que para edificios comunes, el diseño sísmico en los apéndices se realice con coeficientes sísmicos fijados en forma convencional y que, multiplicados por el peso del apéndice, proporcionan una fuerza lateral estática equivalente que se considera aplicada en el centro de gravedad. (Bazán y Meli, 2004)

3.3 VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL

Independientemente del desastre interno, los elementos no estructurales pueden generar problemas en las estructuras sismoresistentes por dos causas:

Fijación inadecuada de los elementos no estructurales al edificio.

No inclusión de cargas en el cálculo del edificio.

Al tomar medidas para mitigar los daños de los componentes no estructurales, debe realizarse una inspección completa y sistemática a toda la edificación. Para ello, se clasifican los objetos por categoría con base en el peligro que puedan someter a las personas tanto directa como indirectamente. (Arcos, 1995).

3.3.1 Riesgo para la vida

Su falla, pérdida, caída o desplazamiento presentaran riesgo en la vida o el deterioro de la salud.

3.3.2 Riesgo de pérdida del bien

Presentan daños que causarían una pérdida económica importante, pero no afectará de manera importante a los ocupantes, ni al funcionamiento estructural.

3.3.3 Riesgo de pérdida funcional

Lo sufrirán aquellos equipos, elementos o sistemas que dada la interrupción, escasez y/o pérdida de ellos pondrá en peligro el funcionamiento del sistema.

Cada tipo de riesgo, en cada caso, será evaluado por su impacto. Esta evaluación podrá ser subjetiva y ayudará a definir una escala de prioridades para la intervención en el plan de mitigación posterior a la detección de vulnerabilidades, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

3.4 VULNERABILIDAD FUNCIONAL

Es la pérdida en capacidad, de la edificación o grupo de objetos de la obra de una instalación, para dar respuesta al funcionamiento, para el que fue diseñada (“colapso funcional”). Se debe principalmente a colapso no estructural.

En edificios industriales y especialmente en hospitales, el sector de servicios generales debe estar separado de la estructura y del resto de las instalaciones. En este sector existe la zona de calderas, planta eléctrica y otros equipos cuya avería entorpecería el funcionamiento normal del servicio, por lo que tiene que ser tratado con criterios de diseño diferentes al resto de los elementos no estructurales.

Otras zonas importantes, por el aseguramiento que presentan al funcionamiento del edificio en caso de desastres, son el sector de los servicios de telefonía y radiocomunicación.

Un estudio de vulnerabilidad de elementos no estructurales, busca determinar el daño que se presentan en los apéndices. Ya que pueden verse afectados por sismos moderados, que son más frecuentes durante la vida de la estructura. En cambio, los elementos estructurales se verán afectados frente a sismos severos y poco frecuentes (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

En el diseño sísmico de estructuras se concede poca importancia a los apéndices, al punto de que muchos códigos de diseño no incluyen normas al respecto (Hurtado, 2012). Al no tomar en cuenta los apéndices, la experiencia en sismos recientes muestra un buen comportamiento de la estructura, diseñada de acuerdo con los criterios de diseño modernos, acompañada infortunadamente por una deficiente respuesta de los elementos no estructurales. Por ejemplo en Tena, Ecuador, 1995, el hospital Velasco Ibarra sufrió daños no estructurales moderados: el agrietamiento de varias paredes, la ruptura de vidrios, caída de plafones, desperfecto en el sistema de ascensores y daños en algunas tuberías para

conducción de oxígeno y de agua, lo que obligó a la suspensión de sus servicios y a la evacuación de sus instalaciones, (Organización Panamericana de la salud, 2004).

En sismos recientes se ha observado que las condiciones de vida de una región pueden cambiar por completo, como en el sismo de Tohoku, Japón del 11 de marzo de 2011, (Juárez et al., 2014).

Es importante reducir la vulnerabilidad funcional, ya que aun cuando la estructura se encuentre sin riesgo de colapso, debe cumplir con la función para la que se diseñó. De otra manera, el colapso funcional puede interferir en la economía y calidad de vida de las personas donde se produzca el sismo. Por lo tanto, un diseño que no tome en cuenta los apéndices no sólo presenta el riesgo a la vida de las personas, sino también a la pérdida de sus pertenencias materiales.

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE LOS APÉNDICES

Los elementos no estructurales son sensibles a las deformaciones de la estructura, si se ven afectados por la distorsión de entrepiso (desplazamiento lateral relativo entre dos pisos consecutivos dividido entre la altura). Cuando no hay interacción directa por deformación entre el elemento no estructural y la estructura, el elemento no estructural es considerado como sensible a la aceleración. Este es el caso de un equipo mecánico en algún piso del edificio, ya que a medida que se ubique en pisos más altos, mayor será la aceleración y por tanto mayor será la fuerza a la que se verá sometido ante la vibración sísmica, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Con objetivo de determinar cuáles apéndices se revisarán primero y se les prestará mayor importancia, se considera:

- a) Vulnerabilidad del apéndice.
- b) Localización del apéndice dentro del edificio.
- c) Consecuencias de la falla del apéndice.

4.1 VULNERABILIDAD DEL ELEMENTO NO ESTRUCTURAL

Entendiendo como vulnerabilidad a la susceptibilidad de daño en el apéndice, que se mide en términos de:

Características de la aceleración debido al sismo, en el piso al que se encuentra sujetado el apéndice.

Distorsión de entrepiso en el edificio, que afecte directamente al apéndice.

Dimensiones y peso del apéndice.

Localización del apéndice en el edificio.

Rigidez relativa del apéndice respecto a la del edificio.

Características de la conexión o unión (o falta de ella) entre el apéndice y la estructura, o entre el apéndice y otro elemento no estructural de soporte, (Hurtado, 2012).

Cada una de las variables anteriores influye tanto en la respuesta del apéndice al sismo, como a la interacción entre la estructura y el apéndice. Deben tenerse en cuenta para reducir las posibles fallas que puedan ocurrir durante un sismo.

4.2 VULNERABILIDAD DE INSTALACIONES Y EQUIPOS

La vulnerabilidad del apéndice se puede determinar mediante métodos cualitativos, basándose en la experiencia subjetiva o puede también asignarse la vulnerabilidad del apéndice mediante métodos

cuantitativos, mediante experimentación y mediciones objetivas, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Vulnerabilidad baja.- El apéndice evaluado está anclado para resistir la fuerza cortante y momento de volteo provocados por el sismo, y está diseñado para no dañarse ante la distorsión de entrepiso del edificio.

Vulnerabilidad mediana.- El componente está anclado, pero no está diseñado para resistir en su totalidad la fuerza cortante y momento de volteo, provocados por el sismo. El apéndice no está diseñado para resistir la distorsión de entrepiso del edificio.

Vulnerabilidad alta.- El componente carece de anclaje o no resiste la fuerza cortante y momento de volteo, provocados por el sismo. El apéndice no está diseñado para resistir la distorsión de entrepiso del edificio.

Tabla 4.1 Apéndices vulnerables a falla en caso de sismo, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Arquitectónicos	Equipos y mobiliario	Instalaciones básicas
-Divisiones y tabiques	-Equipo medico	-Gases
-Muros interiores	-Equipo industrial	-Electricidad
-Fachadas	-Equipo de oficina	-Telecomunicaciones
-Plafón	-Mobiliario	-Agua potable
-Elementos de cubierta	-Contenido	-Aire acondicionado
-Cornisas	-Suministros	-Vapor
-Terrazas	-Archivos	-Tuberías en general
-Chimeneas	-Estanterías	
-Recubrimientos		
-Vidrios		
-Letreros, anuncios, etc.		
-Antenas		

4.3 CONSECUENCIAS DEBIDO A LA FALLA DE APÉNDICES

4.3.1 Localización del componente en el edificio

La localización del apéndice en el edificio, depende de la altura a la que se encuentra respecto al nivel del suelo. A mayor altura corresponderá una mayor fuerza cortante y un mayor momento de volteo.

4.3.2 Ocupación del edificio o servicio

El posible impacto sobre la vida de los ocupantes y la operatividad del edificio o servicio en caso de que el apéndice falle, puede medirse en tres categorías:

Consecuencias bajas.- Por su ubicación en el edificio o por su tipo, la falla del apéndice representa solo la pérdida económica del mismo. La falla del apéndice no es un riesgo para los ocupantes o funcionamiento del establecimiento.

Consecuencias medianas.- Por su ubicación o por su tipo, la falla del apéndice representa un riesgo a los ocupantes, causándoles lesiones, o interfiere con el funcionamiento del establecimiento.

Consecuencias altas.- La falla del apéndice representa un riesgo a la vida de los ocupantes, causando muertes, o anula el funcionamiento del edificio.

Considerando la vulnerabilidad y consecuencias de la falla de los elementos no estructurales se asigna un orden de importancia para su revisión. En la tabla 4.2 se muestra una matriz de prioridad, asignando el valor de 1 a los apéndices más importantes y el 9 a los menos importantes. Tomando como importancia la relación entre vulnerabilidad y consecuencias.

Tabla 4.2 Matriz de prioridad para diseño de apéndices, tomando en cuenta la vulnerabilidad y consecuencias debido a su falla, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

		Consecuencias		
		Altas (muertes o anulación funcional)	Medianas (lesiones o interferencia funcional)	Bajas (pérdida económica)
Vulnerabilidad	Alta (sin anclaje y falla por deformación)	Nivel de importancia 1	Nivel de importancia 4	Nivel de importancia 7
	Media (anclado insuficiente y falla por deformación)	Nivel de importancia 2	Nivel de importancia 5	Nivel de importancia 8
	Baja (anclado y sin falla por deformación)	Nivel de importancia 3	Nivel de importancia 6	Nivel de importancia 9

Las medidas correctivas para evitar la falla de los apéndices, son en general de fácil aplicación y bajo costo. La importancia en definir los anclajes y detalles constructivos, como la separación entre el apéndice y la estructura, radica en que si no se hace, representarán riesgo a la vida o al funcionamiento de la construcción, después de un sismo, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

4.4 LIMITACIONES PARA EL DISEÑO DE APÉNDICES

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF-2004, NTCDS, y el método para diseñar los apéndices ahí descrito, se puede aplicar a los apéndices que simulen un péndulo invertido o a muros. El método no se puede aplicar a volados, terrazas o apéndices que se asemejen a estos. Lo anterior debido a que el criterio se basa en un movimiento horizontal, por lo tanto las fuerzas obtenidas son horizontales. Un volado o terraza ante fuerzas horizontales no tendrá cortante o momento de volteo, figura 4.1.

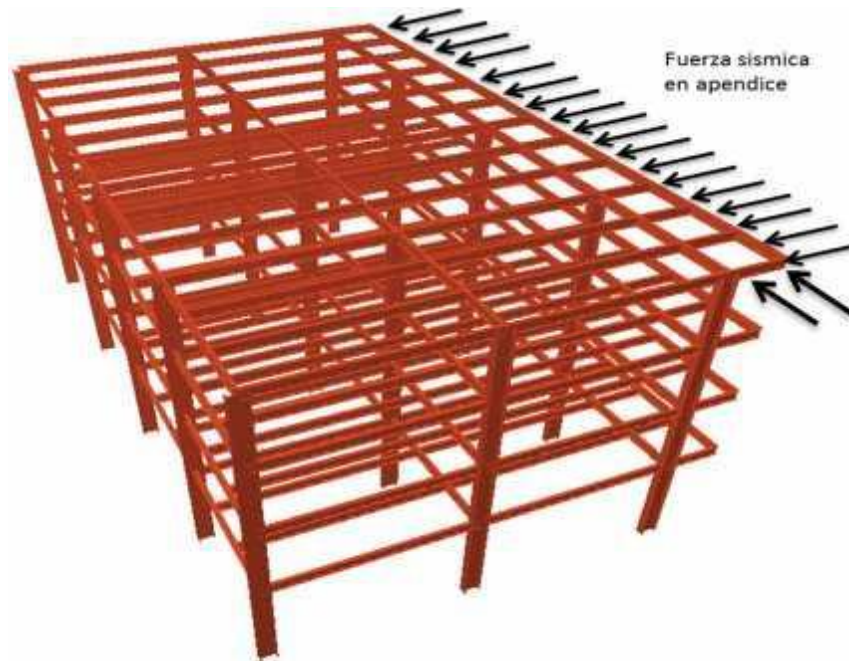


Figura 4.1 Fuerza cortante para diseño de apéndices en voladizo. (Dos direcciones y un sentido por cada dirección)

Tabla 4.3 Ejemplo de apéndices evaluados para un hospital, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Equipo / componente	Ubicación	Dimensión metros	Vulnerabilidad	Consecuencia	Prioridad Tabla 5.2	Soportes
Tanque oxígeno	Red oxígeno	5.5x2.3	Alta	Alta	1	Patas, c/pernos
Transformador	Red eléctrica	3x2.5x2	Alta	Alta	1	Pernos
Tableros	Red eléctrica	6x2x1	Alta	Alta	1	Apoyo simple
Máquina de Anestesia c/monitor	Quirófanos	1x2x2.2	Alta	Alta	1	
Tanques aéreos (agua)	Red agua potable		Media	Alta	2	
Acometida de gas	Red de gas		Media	Alta	2	Sin anclaje
Planta de emergencia	Red eléctrica		Media	Alta	2	Pernos
Planta de emergencia	Red eléctrica		Media	Alta	2	Pernos
Equipos varios	Laboratorio clínico	Varios	Baja	Alta	3	Equipos sobre mesa
Central telefónica	Comunicaciones	5x1.4	Alta	Media	4	Apoyo simple

Estantes	Central esterilización	Varios	Alta	Media	4	Sin anclaje
Estantes	Suministros	2.2x1x0.6	Alta	Media	4	Sin anclaje
Congelador	Banco de sangre	2.5x2x0.5	Alta	Media	4	Apoyo simple
Cilindros de oxígeno	Quirófanos	Varios	Alta	Media	4	
Motor ascensores	Ascensores		Media	Media	5	Pernos
Controles ascensores	Ascensores	2.5x1	Media	Media	5	Pernos
Poleas ascensores	Ascensores		Media	Media	5	Pernos
Unidad diálisis	Hemodiálisis	0.8x1.2	Media	Media	5	Apoyo simple c/rodillos
Lámpara	Cirugía plástica	Varios	Media	Media	5	Empotrado
Incubadora	Neonatología	Varios	Media	Media	5	Apoyo simple c/rodillos

La tabla 4.3 sirve como ejemplo para documentar los apéndices en una revisión visual, asignándoles un valor de importancia. Entre más prioritario sea un apéndice, se le debe asignar mayor importancia y tomar medidas para mitigar su falla.

CAPÍTULO 5

ELEMENTOS ARQUITECTÓNICOS

Para garantizar la ocupación inmediata de la construcción después de un sismo, es indispensable limitar las distorsiones de entrepiso en la estructura. Si esto no es posible se deben tomar consideraciones especiales en las conexiones del apéndice con la estructura. Por lo tanto se deben conocer las distorsiones que puede resistir el apéndice, sin fallar.

En caso de tener apéndices restringidos por la estructura, que no soporten la distorsión de entrepiso provocada por el sismo. Se requiere un plan para la rehabilitación o la independencia total entre el apéndice y la estructura.

5.1 MUROS NO ESTRUCTURALES

Los muros son los apéndices más propensos a fallar en caso de un sismo. Las soluciones para evitar la falla de los muros presentan mayores dificultades en comparación con los demás apéndices. Los muros son construidos frecuentemente de mampostería de tabique, bloque de concreto u otras piezas de características semejantes. Estos materiales dan lugar a muros muy rígidos que tienden a trabajar estructuralmente y absorber una fracción importante de las fuerzas sísmicas; se trata de materiales en general muy frágiles que sufren daños por deformaciones pequeñas. Para que estos muros rígidos no sufran daños ante un sismo es necesario tomar precauciones especiales. Otros materiales que se emplean cada vez con mayor frecuencia en edificios son a base de armazones metálicas o de madera y de recubrimientos de yeso o de triplay. Estos muros resisten deformaciones mayores y ofrecen más posibilidades de ser protegidas contra daños por sismo, comparados con los muros rígidos, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Las grietas menores a 0.007mm, debidas al movimiento leve de la estructura, por lo general no son críticas aunque inducen a desprendimientos del recubrimiento. Las grietas de más de 0.007 mm son señal de pérdida de capacidad al cortante y, por lo tanto, de falla grave del muro, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Aunque la mampostería de relleno no reforzada, o muros no estructurales, por lo general no se consideran en el análisis. Los muros proporcionan rigidez al edificio hasta el momento en que comienzan a fallar, por la interacción con la estructura flexible. Si fallan sólo algunos muros, pueden causar graves concentraciones de esfuerzos en columnas y vigas, lo que puede comprometer la estabilidad de la estructura. Si el diseño estructural no contempla dichos muros como parte del sistema de resistencia sísmica, estos pueden causar problemas de torsión debido a su ubicación en planta, o de pisos débiles debido a su concentración en solamente unos pisos.

Cuando se opta por integrar los muros rígidos a la estructura, es necesario considerarlos como elementos estructurales. Se debe tomar en cuenta la posibilidad de remodelación o de cambio de posición de los muros. Ocasionalmente, los propietarios o usuarios del inmueble pueden considerar a los muros como elementos no estructurales, por lo que proceden con frecuencia a redistribuciones de espacio. El cambio en la posición de los muros puede resultar en distribuciones de efectos sísmicos distintas de las consideradas en el diseño.

La integración de los muros divisorios a la estructura es más apropiada cuando se trata de estructuras rígidas (marcos con desplazamientos de entrepiso menores a los resistidos por los muros, o estructuras con muros de rigidez o arrostamientos). En este caso, los desplazamientos laterales pueden considerarse despreciables, ya que no provocan daños en los muros. Cuando el muro no alcanza la altura total de entrepiso, el muro rigidiza al marco. Al estar rigidizado el marco absorbe una porción importante de la fuerza sísmica. La fuerza sísmica es resistida totalmente por la parte descubierta de la columna, pudiendo provocar su falla por cortante.

La tabla 5.1 muestra, para muros de diferente material, la deformación de servicio y última. En caso de restringir el muro con la estructura, debe tenerse en cuenta el estado último del muro. Si la distorsión de entrepiso de la estructura es mayor al estado último del muro, este sufrirá daño. El daño que sea mayor al estado último del muro, obligará a su reparación o remplazo.

Tabla 5.1 Capacidad de deformación lateral de diferentes tipos de muros en %, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Tipo de muro	Estado		Relación alto x ancho (cm), del muro	Deformación de servicio (cm)	Deformación última (cm)
	Servicio	Último			
	Deformación / altura (%)				
Albañilería confinada con tabique artesanal	0.125	0.40	240x240	0.30	0.96
Albañilería confinada con tabique hecho a máquina	0.25	0.70	240x240	0.60	1.68
Madera revestida con planchas de yeso-cartón	0.70	1.10	240x240	1.68	2.64
Madera revestida con yeso-cartón y asbesto-cemento	0.65	1.00	240x240	1.56	2.40
Concreto ligero	0.20	0.70	240x100	0.48	1.68
Bastidor de acero revestido con asbesto-cemento	-	0.55	200x100	-	1.32
Bastidor de acero relleno con paneles de concreto ligero	0.35	0.95	230x97	0.84	2.28
Poliestireno expandido reforzado con malla de acero y estucado	0.35	0.80	240x112	0.84	1.92
Alma de poliestireno expandido revestido con asbesto-cemento	0.50	0.75	240x120	1.20	1.80
Estado de servicio: Nivel de deformación para el cual comienza el daño en el tabique. Estado último: Cuando el nivel de daño del tabique obliga a su reparación o remplazo.					

Cuando los muros que se pretenden integrar a la estructura son de tipo flexible, la interacción con la estructura es menor, comparados con los muros rígidos. Debe revisarse que los desplazamientos laterales no afecten a los muros flexibles. Una solución que presenta ventajas es la de detallarlas para que fallen en zonas locales controladas, de manera que sean fácilmente reparados.



Figura 5.1 Detalle de pared flexible (vista en planta), (Bázan y Meli, 2004).

Para aislar los muros de la estructura es necesario proporcionar una holgura mínima de 2 cm entre el muro y la estructura principal. Dicha separación debe existir con respecto a las columnas y otros elementos estructurales verticales, como con respecto a la losa (o viga) superior. En el primer caso puede convenir colocar los muros divisorios fuera de los ejes de columnas. Esta solución presenta ventajas en el comportamiento estructural, pero suele traer complicaciones en cuanto al uso del espacio arquitectónico.

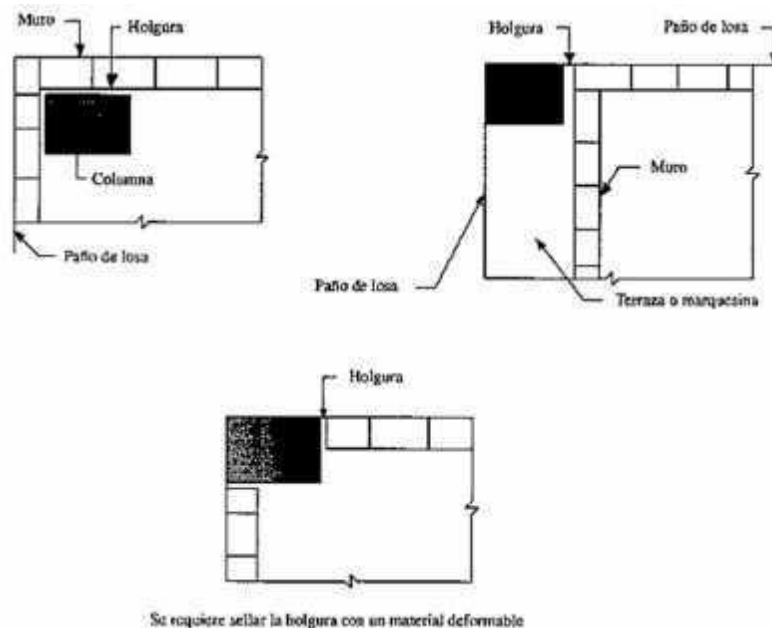


Figura 5.2 Detalle de muro, con holgura (vista en planta), (Bázan y Meli, 2004).

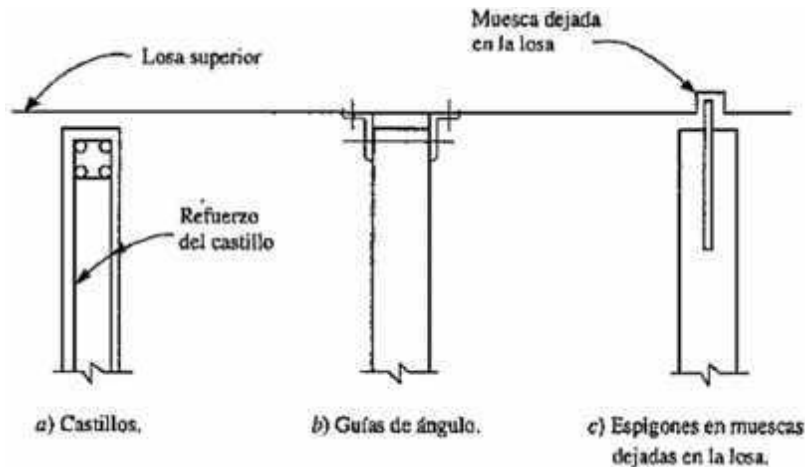


Figura 5.3 Detalle de interacción muro losa (vista en corte), (Bazán y Meli, 2004).

Para asegurar la estabilidad del muro al volteo y permitir su movimiento libre, con respecto a la losa superior, existen diversos procedimientos eficaces y sencillos. Para muros de mampostería la solución más usual es reforzarlo con castillos o refuerzo en el interior de los bloques huecos, diseñado para que tome los momentos de volteo del muro. Otras soluciones consisten en guiar arriba al muro mediante ángulos, canales, o guías que entran en muescas preparadas en la losa, (figura 5.3).

El problema principal de estas soluciones lo constituye la necesidad de sellar las holguras que se dejan entre el muro y losa y entre muro y columna, para proporcionar aislamiento térmico, acústico y a la vez permitir colocar los acabados o recubrimientos adecuados.

Cuando se trata de muros de mampostería, lo más indicado es el relleno de la junta con un material a la vez muy flexible y aislante; el material más apropiado es probablemente la espuma de polietileno. Otros materiales frecuentemente empleados son demasiado rígidos o se vuelven rígidos con el tiempo.

Para muros divisorios ligeros, con armazón y recubrimiento o para cancelas, existen detalles relativamente sencillos que dependen de la forma constructiva particular empleada. (Bázan y Meli, 2004).

5.2 ACABADOS Y TERMINACIONES

Si el peso volumétrico del recubrimiento en el exterior del edificio es mayor a 2000 kg/m^3 , por ejemplo piedra labrada o supera los 2cm de espesor, y cae durante un movimiento sísmico en forma parcial, un costado del edificio perderá buena parte de su revestimiento. Esto provocará riesgo para las personas y bienes en la periferia del edificio. Se presentará una excentricidad en la estructura que inducirá efectos de torsión. Si esta torsión no se tuvo en cuenta en los cálculos estructurales originales, podría dar como resultado algunos colapsos parciales.

Para las fachadas prefabricadas de concreto deben proveerse detalles y holguras que aseguren su estabilidad. Los procedimientos de fijación de estas fachadas a la estructura principal deberán diseñarse cuidadosamente para evitar su falla por efectos de sismos.

Los recubrimientos de piedras naturales o artificiales resultan propensos a desprenderse por las deformaciones laterales de la construcción. Conviene proveer elementos que proporcionen un amarre mecánico de estas piedras con la estructura. Es recomendable también, cuando se empleen estos

revestimientos, limitar los desplazamientos laterales admisibles de la estructura a 0.006 veces la altura del entrepiso. Es conveniente además, contar con una marquesina que proteja al transeúnte de la caída del recubrimiento. Lo anterior vale también para otros elementos ornamentales que se colocan en fachadas y que deben asegurarse cuidadosamente a la estructura, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Los recubrimientos frágiles deben evitarse en escaleras, porque las paredes de estas son muy expuestas a sufrir deformaciones importantes. También deben evitarse recubrimientos muy pesados cuya caída pueda herir o impedir el paso.

Los recubrimientos deberán detallarse con remates especiales o tapajuntas para no interferir con las holguras que se hayan dejado para separar un muro de la estructura principal, (Organización Panamericana de la salud, 2004).

5.3 COLUMNA CORTA

Algunas veces se cierran claros de la estructura con mampostería de relleno hasta cierto nivel, dejando en la parte superior únicamente espacio para ventanas altas. Esto confina la parte inferior de las columnas y, acorta la longitud efectiva. Ha quedado en evidencia que dichas columnas cortas pueden fallar frágilmente en caso de sismos. (Bazán y Meli, 2004)

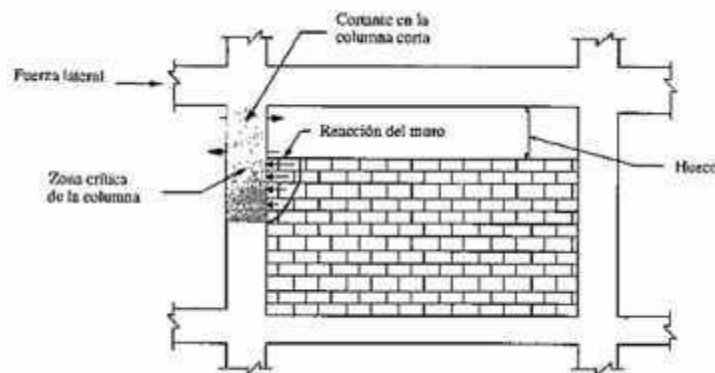


Figura 5.4 Falla de columna corta (vista en elevación), (Bazán y Meli, 2004).

5.4 PLAFONES

Son sensibles a la deformación y a la aceleración producida por sismos. La deformación de las losas puede causar distorsión horizontal, y la deformación de la estructura principal puede provocar que el plafón pierda su soporte y caiga. El comportamiento sísmico de los plafones suspendidos depende primordialmente de la respuesta sísmica de su soporte.

El sistema de aluminio que soporta el plafón, por lo general muestra un buen comportamiento. Cuando está debidamente anclado y el material adhesivo que une los paneles a los perfiles de aluminio es efectivo, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Es recomendable que el material de los paneles no sea frágil. Cierta intervalo de deformaciones en el diafragma de aluminio puede provocar la caída masiva de los paneles, lo que constituye una amenaza de posibles lesiones a los ocupantes, provocar daños en equipos y bloquear rutas de circulación. Las áreas de plafones de más de 230 m² deben tener juntas de separación sísmica, y restricciones horizontales, (ASCE, 2002).

Precauciones semejantes deben tomarse para aquellos equipos que cuelguen del techo, como lámparas. Se les debe proporcionar un anclaje seguro y en muchos casos cierta rigidez horizontal para evitar las excesivas vibraciones que pueden provocar la ruptura o caída de materiales.

5.5 VENTANERÍA

Los marcos metálicos anclados a la estructura o a los muros no estructurales al ser sometidos a grandes deformaciones se torcerán y sufrirán pandeo, provocando que el vidrio se salga del marco o se quiebre.

Ya que la estructura no se encuentra debidamente rigidizada, para restringir las deformaciones laterales y la distorsión angular de los claros en los cuales se encuentran las ventanas, es de esperarse que en caso de un sismo moderado o intenso se rompan un número importante de vidrios por el daño o deformación de los marcos de las ventanas.

La rotura de vidrios es una de las consecuencias más frecuentes de sismos de intensidad moderada o grande. Deberá proveerse la holgura necesaria ya sea entre vidrio y marco, o entre el marco y la estructura. Esta holgura deberá estar rellena de un material que conserve su flexibilidad con el tiempo. La holgura mínima admitida es (Bazán y Meli, 2004):

$$c = \frac{Y}{2(1+\frac{b}{h})} \quad (5.1)$$

donde:

C = holgura necesaria entre el marco y la estructura o el marco y el vidrio.

Y = distorsión lateral de la estructura, admitida en el diseño. Para RCDF-2004, 0.006h o 0.012h.

b = ancho del vidrio.

h = altura del vidrio.

CAPÍTULO 6

REDUCCIÓN DE VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL

Una vez identificado un elemento no estructural de amenaza potencial y establecida su prioridad en términos de pérdida de vidas, de bienes muebles y/o funcionamiento, deberán adoptarse las medidas apropiadas para reducir o eliminar el peligro.

En general, se tienen dos opciones en cuanto a la protección sísmica de los apéndices: una consiste en desligarlos de la estructura principal de manera que las deformaciones de esta no les afecten, y la otra es ligarlos a la estructura, pero limitando los desplazamientos de esta a valores que no produzcan daños en los apéndices.

Para un apéndice desligado de la estructura principal, debe comprobarse su estabilidad ante los efectos del sismo, cargas vivas o viento que produzcan vibraciones en ellos. Además deben tenerse en cuenta el aislamiento térmico, acústico y la apariencia.

Cuando no se desligan los apéndices, se debe revisar que no afecte de manera desfavorable el comportamiento de la estructura al interactuar con ella, y que las distorsiones de entrepiso en la estructura no dañen los apéndices. En general, esta solución es conveniente para estructuras que no se vean alteradas por la interacción con los apéndices y que su distorsión de entrepiso sea menor a 0.006 por la altura del entrepiso. En el Anexo A se presentan ejemplos de elementos no estructurales, que se deben considerar para el diseño bajo acciones sísmicas. También se muestran casos en los que no se tomó en cuenta la distorsión de entrepiso de la estructura en los apéndices, produciendo su falla. (Bazán y Meli, 2004)

6.1 REMOCIÓN

Es la alternativa más conveniente en muchos casos. Por ejemplo, un material peligroso podría derramarse pero sería factible almacenarlo fuera de los predios. Otro ejemplo sería el uso de un revestimiento muy pesado en piedra o concreto en el exterior del edificio.

6.2 REUBICACIÓN

Reducirá el peligro en muchos casos. Por ejemplo, un objeto muy pesado encima de un estante podría caer y herir gravemente, si se reubica en un estante a nivel del piso no representaría peligro para las vidas humanas ni para su pérdida.

6.3 RESTRICCIÓN EN LA MOVILIZACIÓN DE CIERTOS OBJETOS

Cilindros de gas y generadores eléctricos. No importa que los cilindros se muevan un poco mientras no caigan y no se rompan sus válvulas. En ocasiones se desea montar los generadores de potencia alterna

sobre resortes para reducir el ruido y las vibraciones cuando estén operando, pero los resortes amplificarán los temblores de tierra, por lo que debieran colocarse también soportes de restricción o cadenas alrededor de estos, para evitar que el generador salte de su puesto o sea derribado.

6.4 ANCLAJE

Es buena idea asegurar con pernos, amarrar, utilizar cables o evitar que piezas de valor o de tamaño considerable caigan o se deslicen. Cuanto más pesado sea el objeto, más factible es que se mueva debido a las fuerzas producidas por un sismo.

6.5 COPLES FLEXIBLES

Algunas veces se utilizan entre edificios y tanques exteriores, o diferentes partes del mismo edificio separadas por juntas de dilatación sísmica. Su utilización se debe a que cada uno de los objetos se moverá independientemente como respuesta a un sismo, algunos se mueven rápidamente y otros lentamente. Si hay un tanque fuera del edificio con una tubería rígida de conexión que los une, el tanque vibrará a frecuencias, direcciones y amplitudes diferentes a las del edificio, pudiendo romper la tubería; un tubo flexible entre los dos evitaría rupturas de esta naturaleza.

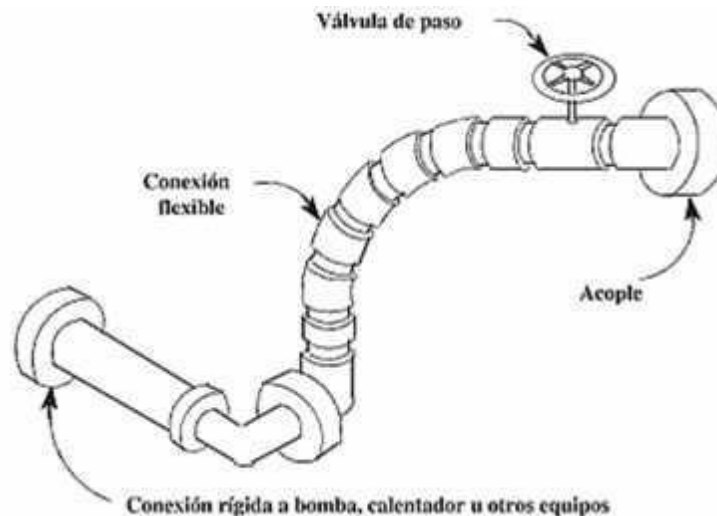


Figura 6.1 Conexión flexible, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

6.6 SOPORTES

Son apropiados en muchos casos. Por ejemplo, El plafón por lo general está colgado con cables metálicos que sólo resisten la fuerza de gravedad. Al someterse a las fuerzas horizontales y de torsión que resultan de un sismo, puede caer fácilmente.

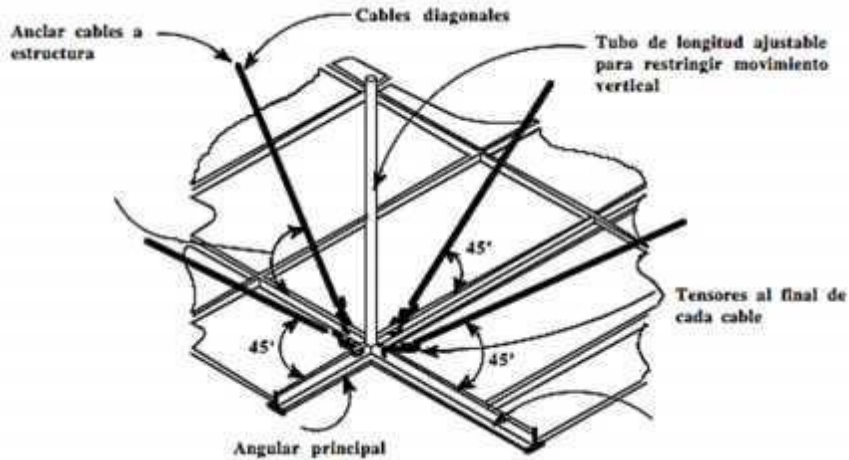


Figura 6.2 Arrostramiento de plafón, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

6.7 MODIFICACIÓN

Algunas veces es posible modificar las dimensiones de los apéndices, su peso o sustituirlo por varios que cumplan su misma función. De esta manera representara un menor riesgo, como ejemplo se puede cambiar un tanque de agua de ocho mil litros por cuatro tanques de dos mil litros.

6.8 AISLAMIENTO

Es útil para objetos sueltos, que no se pueden fijar ya que su uso requiere moverlos de un lugar a otro. Por ejemplo, si se colocan paneles laterales en estantes abiertos o puertas con pestillos en gabinetes, su contenido quedará aislado y probablemente no será arrojado por el recinto en caso de producirse un sismo.

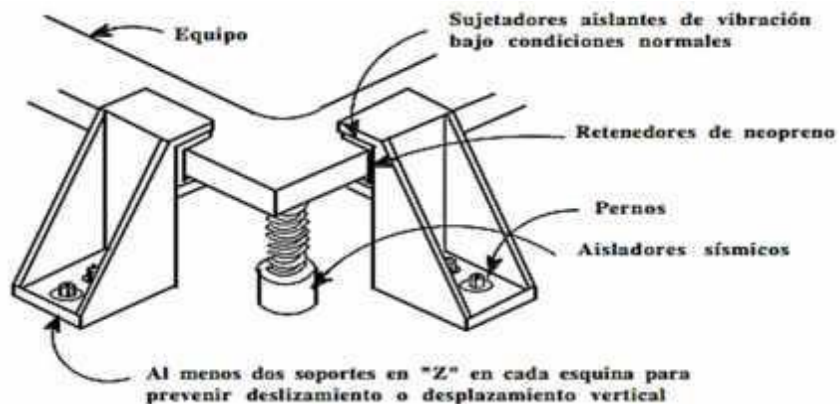


Figura 6.3 Sujetadores aislantes de vibración, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

6.9 REFUERZOS

Por ejemplo, se puede reforzar un muro de relleno o una chimenea, sin mayor costo, colocando en la superficie una malla de alambre y cubriéndola con mortero.

6.10 REDUNDANCIA

Los planes de respuesta a emergencias con existencias adicionales constituyen una buena idea. Es posible almacenar cantidades adicionales de ciertos productos e insumos, los cuales darán un cierto grado de independencia del suministro externo, que puede verse interrumpido.

6.11 RESPUESTA RÁPIDA Y REPARACIÓN

Metodología empleada en largos oleoductos. Algunas veces no es posible hacer algo para evitar la ruptura de una línea en un sitio dado, por lo que se almacenan repuestos cerca y se hacen arreglos necesarios para entrar rápidamente a la zona en caso de ruptura de la línea, (Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Deben tenerse en cuenta cada una de las opciones para reducir la vulnerabilidad, ya que el diseño del apéndice, como de cualquier estructura, no depende sólo de la obtención de las fuerzas que sobre el actúen o de los esfuerzos que se produzcan en él. El diseño depende de proponer una solución para evitar esos esfuerzos o soportarlos. Así que entre mayor conocimiento se tenga en cuanto a métodos de solución, mayor será la posibilidad de reducir el riesgo a falla de los apéndices.

Es recomendable utilizar materiales en la fachada que no hayan pasado problemas en sismos pasados.

Dado que los vidrios pueden aumentar la vulnerabilidad de una construcción, los diseñadores pueden especificar vidrios de seguridad y/o reducir su tamaño.

Al utilizar elementos prefabricados para pretilas en balcones, en la mayoría de los casos no se especifican anclajes suficientes para que estos elementos formen parte integral de la edificación, presentando riesgo de desprenderse. De igual manera sucede al diseñar barandales, pasamanos, etc.

Para los sillones, estantes, roperos, etc. es importante que queden restringidos por muros, asegurados de ser posible por su parte posterior y sus costados, evitando su movimiento.

Al aislar la mampostería de la estructura se debe asegurar un anclaje adecuado. Para compensar su independencia y prevenir su colapso, es recomendable aislar la mampostería de la estructura en los siguientes casos:

I.-Cuando la distribución de la mampostería en planta, causa rigidez en la estructura o una excentricidad de las fuerzas sísmicas. Esta excentricidad puede provocar que la estructura deba soportar torsiones no consideradas en el diseño.

II.-Cuando la distribución de la mampostería en un entrepiso es mayor respecto a otros entrepisos. Por lo que existe una diferencia de rigidez en los entrepisos.

CAPÍTULO 7 NORMATIVIDAD

7.1 MÉXICO

El RCDF-2004 considera dos situaciones para la revisión de la distorsión máxima de entrepiso. En el caso A, se considera que los apéndices se encuentran ligados a la estructura, están obligados a seguirla en su deformación. En el caso B, los apéndices están separados de la estructura, la estructura puede deformarse sin introducir distorsiones en los apéndices. Se representan los dos casos en la figura 8.1, siendo el apéndice un muro, (Bazán y Meli, 2004).

La distorsión máxima admisible de entrepiso, según las NTCDS del RCDF-2004, cuando existen apéndices restringidos por la estructura es de 0.006 veces la altura del entrepiso. Cuando no existen apéndices restringidos por la estructura, la distorsión máxima admisible de entrepiso es 0.012 veces la altura del entrepiso.

La distorsión de entrepiso se calcula con la ecuación (7.1), y debe ser menor que la distorsión máxima admisible de entrepiso que estipula el RCDF-2004, según sea el caso.

$$\psi = D/h \quad (7.1)$$

donde:

ψ = Distorsión de entrepiso.

D = Desplazamiento relativo de entrepiso. Diferencia entre el desplazamiento superior y el inferior.

h = Altura libre del entrepiso.

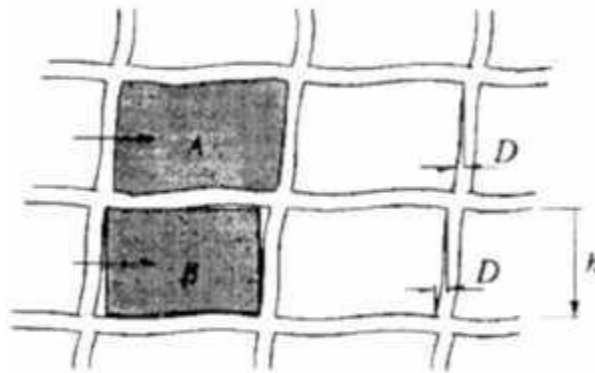


Figura 7.1 Distorsiones admisibles de entrepiso, (Bazán y Meli, 2004).

Además de la revisión de la distorsión en los entrepisos, el diseño de los elementos no estructurales debe incluir:

- La revisión de la fuerza cortante y momento de volteo, debido a la masa del apéndice, que puede provocar su falla o volteo local.

- b) La revisión de las holguras y detalles de las conexiones necesarias, para que los apéndices se comporten en la forma supuesta en el diseño.

El RCDF-2004 propone un procedimiento que toma en cuenta de forma simplificada los factores que definen la acción sísmica en el apéndice. En la sección 8.2 de las NTCDS se especifica que debe determinarse la distribución de fuerzas que actuaría en el apéndice como si estuviera apoyado directamente sobre el suelo; si el apéndice se puede idealizar como un sistema de una masa concentrada en su centro de gravedad, esta fuerza está definida por:

$$P = \frac{C_o W_a}{Q_a} \quad (7.2)$$

donde:

P = fuerza actuante en el centro de gravedad del apéndice, debido al sismo.

C_o = coeficiente sísmico, correspondiente a la zona en la que se encuentra desplantada la construcción.

W_a = peso del apéndice.

Q_a = factor de comportamiento sísmico del apéndice.

No es posible hacer alguna reducción de la fuerza sísmica en apéndices, como se hace en una estructura considerando su periodo de vibración. Esa reducción se basa en el espectro de diseño del terreno. En los apéndices, el espectro de diseño que debería emplearse es el del piso en que se encuentra desplantado. Al no conocer la forma del espectro de diseño del piso en el que se desplanta el apéndice, se opta, de manera conservadora, por no hacer reducciones por este concepto, (Bazán y Meli, 2004). En caso de que el apéndice tenga una estructura más compleja, deberá determinarse la distribución completa de fuerzas, incluyendo, cuando proceda, los efectos de torsiones o de amplificaciones por funcionar como péndulo invertido, antes de proceder a las correcciones siguientes:

La fuerza o fuerzas determinadas con el procedimiento anterior, deberán multiplicarse por el factor.

$$1 + \frac{4c'}{c} \quad (7.3)$$

donde:

c' = coeficiente por el que se multiplican los pesos y la altura de desplante del apéndice, cuando se calculan las fuerzas en la estructura principal.

c = coeficiente sísmico, correspondiente a la zona en la que se encuentra desplantada la estructura principal.

En un análisis estático, se obtiene en general la siguiente ecuación:

$$c' = \frac{c}{Q_{es}} \frac{(\sum W_i) h_i}{\sum (W_i * h_i)} \quad (7.4)$$

donde:

Q_{es} = factor de reducción por ductilidad de la estructura principal.

W_i = peso del nivel i .

h_i = altura medida desde el desplante de la construcción hasta el nivel i .

El coeficiente $1 + 4c'/c$ representa un factor de amplificación que vale uno para un apéndice desplantado al nivel del terreno y tiende a $4c'/c$ a medida que la altura de la construcción crece. Con las fuerzas resultantes del procedimiento anterior, se procede al análisis estático del apéndice y a su diseño con los métodos convencionales.

El procedimiento debe aplicarse, por ejemplo, al diseño de los elementos de refuerzo de un muro divisorio aislado de la estructura principal, apéndices colocados en un piso superior de un edificio, al diseño de las anclas de un equipo fijado a una losa, así como al diseño de un tanque desplantado en la azotea.

Debido a que en general los apéndices son estructuras isostáticas, o con poca redundancia, no tienen gran capacidad de disipación inelástica de energía y conviene adoptar para su diseño un factor de comportamiento, $Q_{ap}=1$. Se puede justificar un valor mayor de Q_{ap} , demostrando que el apéndice es capaz de soportar deformaciones sin fallar. (Bazán y Meli, 2004)

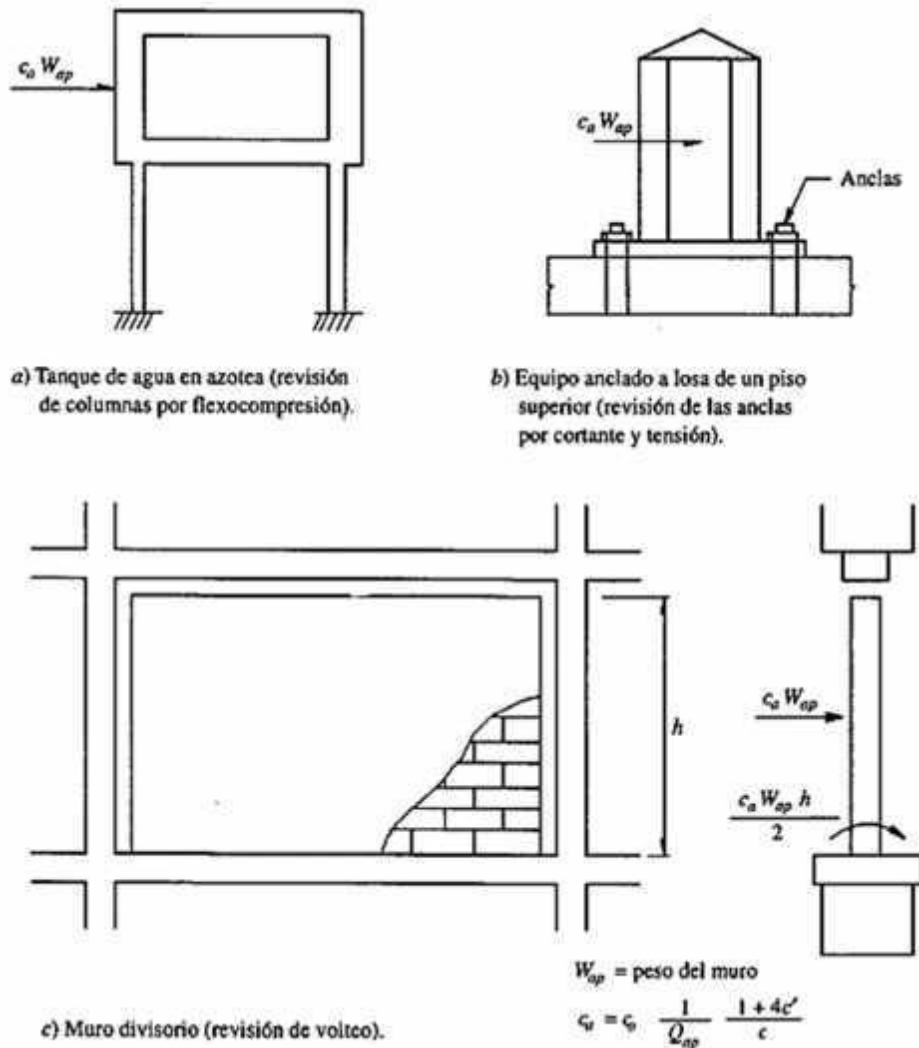


Figura 7.2 Algunos casos que deben tratarse como apéndices, (Bazán y Meli, 2004).

CAPÍTULO 8 APLICACIÓN

8.1 PROCEDIMIENTO A SEGUIR PARA EL DISEÑO DE APÉNDICES

Se revisan dos métodos para obtener las fuerzas actuantes en los apéndices debido al sismo. El primero consiste en analizar los apéndices junto con la estructura, ayudados de una constante de proporcionalidad, a . El segundo método consiste en suponer que los apéndices no existen, obtener las cortantes en cada uno de los niveles de la estructura principal, y después obtener las fuerzas en los apéndices. (Bazán y Meli, 2004)

- a) Método 1. Analizar la estructura considerando los apéndices.
 - 1) De acuerdo con el proyecto se define la geometría de la estructura y su ubicación. La altura de cada entrepiso, claros, materiales, secciones de columnas y vigas, zona sísmica, factor de reducción por ductilidad, etc.
 - 2) Se obtiene el peso propio, carga muerta y carga viva accidental de cada uno de los entrepisos de la estructura.
 - 3) Se señala el peso de los apéndices, en qué entrepiso estarán sujetos, y su factor de comportamiento sísmico, Q_{ap} , de acuerdo con la estructura de cada apéndice.
 - 4) Con ayuda de una constante de proporcionalidad, a , se calcula la fuerza sísmica en cada uno de los entrepisos de la estructura.

$$P_i = W_i h_i a \quad (8.1)$$

donde:

P_i = fuerza sísmica en el nivel i .

W_i = 1.1 * (peso propio + carga muerta + carga viva accidental) en el nivel i . No se considera el peso de los apéndices. El 1.1 corresponde al factor para la combinación por sismo del RCDF-2004

h_i = altura del nivel i , medida desde el desplante de la estructura.

a = constante de proporcionalidad. Incógnita.

- 5) Se calcula la fuerza sísmica en los apéndices, considerando que se encuentran desplantados en el suelo.

$$P'_{a(i)} = \frac{c}{Q_{a(i)}} W_{a(i)} \quad (8.2)$$

donde:

$P'_{a(i)}$ = fuerza sísmica en el apéndice i . Suponiendo que está apoyado a nivel del suelo.

c = coeficiente sísmico, correspondiente a la zona en la que se encuentra desplantada la estructura principal.

$Q_{a(i)}$ = factor de comportamiento sísmico del apéndice i .

$W_{a(i)}$ = Peso del apéndice i .

- 6) Se calcula el factor, c' , para obtener la fuerza sísmica de los apéndices. En el nivel al que están desplantados.

$$c'_{a(i)} = h_i a \quad (8.3)$$

donde:

$c'_{ap(i)}$ = fuerza sísmica en el apéndice i . En el nivel al que están desplantados.

a = constante de proporcionalidad. Incógnita.

- 7) Se calculan las fuerzas sísmicas de los apéndices en el nivel al que están desplantados.

$$P_{a(i)} = P'_{a(i)} \left(1 + \frac{4c'_{a(i)}}{c}\right) \quad (8.4)$$

donde:

$P_{ap(i)}$ = fuerza sísmica en el apéndice i . En el nivel de conexión con la estructura.

$P'_{ap(i)}$ = fuerza sísmica en el apéndice i . Suponiendo que está apoyado a nivel del suelo.

$c'_{ap(i)}$ = factor para obtener la fuerza sísmica de los apéndices. En el nivel al que están desplantados.

- 8) Se calcula el cortante basal de la estructura principal.

$$V_b = \frac{W_{tot} c}{Q_e} \quad (8.5)$$

donde:

V_b = cortante basal de la estructura principal, obtenida a partir de un análisis estático.

$W_{tot} = 1.1$ (peso propio + carga muerta + carga viva accidental) de la estructura. Se considera el peso de los apéndices.

Q_e = factor de reducción por ductilidad de la estructura principal.

- 9) Se suman las fuerzas sísmicas de cada uno de los entrepisos con las fuerzas sísmicas de los apéndices al nivel en el que están desplantados. Se iguala la suma anterior con el cortante basal de la estructura principal. Se obtiene la constante de proporcionalidad, a .

$$\sum P_i + \sum P_{a(i)} = V_b \quad (8.6)$$

donde:

P_i = fuerza sísmica en el nivel i .

$P_{ap(i)}$ = fuerza sísmica en el apéndice i . En el nivel de conexión con la estructura.

V_b = cortante basal de la estructura principal, obtenida a partir de un análisis estático.

- 10) Se sustituye el valor encontrado de la constante de proporcionalidad, a , en las ecuaciones obtenidas de las fuerzas sísmicas en el nivel i , (ecuación 8.1). Se sustituye el valor de la constante de proporcionalidad en las ecuaciones obtenidas de las fuerzas sísmicas en el apéndice i , (ecuación 8.4).

$$a \rightarrow P_i = W_i h_i a \quad (8.7)$$

$$a \rightarrow P_{a(i)} = P'_{a(i)} \left(1 + \frac{4c'_{a(i)}}{c}\right) \quad (8.8)$$

Obteniendo la fuerza sísmica que actúan en el apéndice y considerando que está aplicada en el centroide del mismo, se calcula el momento de volteo. En caso de tener varias concentraciones de

masa, se debe distribuir esta fuerza sísmica en proporción a la distribución de dichas concentraciones de masa.

b) Método 2. Analizar la estructura despreciando los apéndices, diseñar los apéndices por separado.

1) Pasos del 1 al 3 iguales al método anterior.

4) Se obtiene la fuerza sísmica en cada uno de los niveles de la estructura principal. Sin tomar en cuenta el peso de los apéndices.

$$P_i = \frac{V_b}{W_i} \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) \sum W_i \quad (8.9)$$

donde:

P_i = fuerza sísmica en el nivel i .

V_b = cortante basal de la estructura principal, obtenida a partir de un análisis estático. Ecuación 8.5.

$W_{tot} = 1.1$ (peso propio + carga muerta + carga viva accidental) de la estructura. Sin considerar el peso de los apéndices.

$W_i = 1.1 * (\text{peso propio} + \text{carga muerta} + \text{carga viva accidental})$ en el nivel i . No se considera el peso de los apéndices. El 1.1 corresponde al factor para la combinación por sismo del RCDF-2004

5) Se calcula el factor, c' , para obtener la fuerza sísmica de los apéndices. En el nivel al que están desplantados.

$$c'_{a(i)} = \frac{P_i}{W_i} \quad (8.10)$$

donde:

$c'_{ap(i)}$ = factor para obtener la fuerza sísmica de los apéndices. En el nivel al que están desplantados.

P_i = fuerza sísmica en el nivel i .

$W_i = 1.1 * (\text{peso propio} + \text{carga muerta} + \text{carga viva accidental})$ en el nivel i . No se considera el peso de los apéndices.

6) Se calcula la fuerza sísmica de los apéndices en el nivel al que están desplantados.

$$P_a(i) = \frac{c_{a(i)}}{Q_a(i)} \left(1 + \frac{4c'_{a(i)}}{c} \right) \quad (8.11)$$

donde:

$P_{ap(i)}$ = fuerza sísmica en el apéndice i . En el nivel de conexión con la estructura.

c = coeficiente sísmico, correspondiente a la zona en la que se encuentra desplantada la estructura principal.

$W_{ap(i)}$ = Peso del apéndice i .

$Q_{ap(i)}$ = factor de comportamiento sísmico del apéndice i .

$c'_{ap(i)}$ = factor para obtener la fuerza sísmica de los apéndices. En el nivel al que están desplantados.

Al obtener las fuerzas actuantes debido al sismo en cada uno de los niveles de la estructura y en los apéndices. Se puede obtener el cortante en cada uno de los entresijos. Sumando las fuerzas de los

niveles y apéndices superiores a la fuerza del nivel considerado y los apéndices que se encuentren conectados a él.

El momento de volteo que debe resistir el apéndice, es la fuerza sísmica actuante en el por la distancia que hay entre su centro de gravedad y su conexión con la estructura.

8.2 MARCO PLANO CON DOS APÉNDICES

Marco en dos dimensiones (Bazán y Meli, 2004). La fuerza obtenida se consideró en el centroide del apéndice, o bien distribuida en sus masas, esto para calcular otros elementos mecánicos como el momento de volteo.

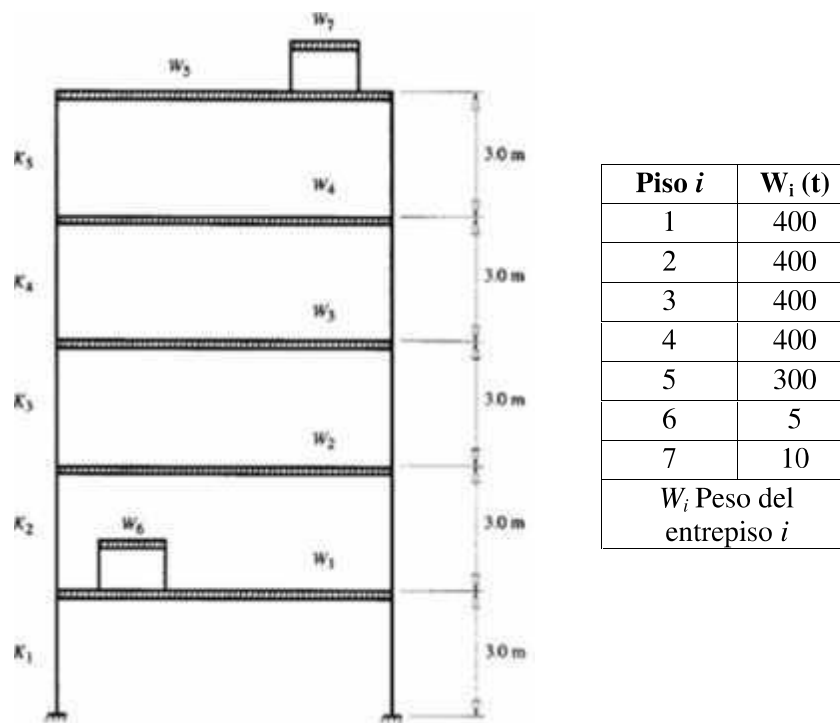


Figura 8.1 Marco de 5 niveles con 2 apéndices, (Bazán y Meli, 2004).

Se propuso $Q = 4$ y una construcción del grupo B, desplantada en terreno firme (zona I). Se determinó que $c = 0.16$, con lo que V_o/W_o debe ser igual a $0.16/4 = 0.04$, estando incluidos en V_o y en W_o las fuerzas laterales y los pesos de los apéndices respectivamente.

a) Método 1. Analizar la estructura considerando los apéndices.

Se aplicó la ecuación 8.1., para obtener las fuerzas sísmicas en los pisos 1 a 5:

$$P_5 = a * W_5 * h_5 = 4500 * a$$

$$P_4 = a * W_4 * h_4 = 4800 * a$$

$$\begin{aligned}
 P_3 &= a \cdot W_3 \cdot h_3 = 3600 \cdot a \\
 P_2 &= a \cdot W_2 \cdot h_2 = 2400 \cdot a \\
 P_1 &= a \cdot W_1 \cdot h_1 = 1200 \cdot a
 \end{aligned}$$

Si los apéndices estuviesen apoyados en el suelo, suponiendo que su sistema resistente a cargas laterales es tal que es apropiado $Q = 2$, se tienen fuerzas sísmicas iguales a:

$$\begin{aligned}
 P'_6 &= (0.16/2) \cdot W_6 = 0.4 \text{ t} \\
 P'_7 &= (0.16/2) \cdot W_7 = 0.8 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Se calcula el factor, c' , por el cual se multiplica el peso del apéndice, W_i , para obtener la fuerza P_i . En el nivel al que están desplantados los apéndices, (ecuación 8.3).

$$\begin{aligned}
 c'_6 &= h_1 \cdot a = 3 \cdot a \\
 c'_7 &= h_5 \cdot a = 15 \cdot a
 \end{aligned}$$

Se calculan las fuerzas sísmicas de los apéndices en el nivel al que están desplantados, ecuación 8.4. Las fuerzas de las expresiones P'_6 y P'_7 tienen que multiplicarse por $(1 + 4c'/c)$, como sigue:

$$\begin{aligned}
 P_6 &= 0.40(1 + 4(3a)/0.16) = 0.40 + 30a \\
 P_7 &= 0.80(1 + 4(15a)/0.16) = 0.80 + 300a
 \end{aligned}$$

Para calcular la constante de proporcionalidad, a , se emplean las ecuaciones 8.5 y 8.6.

$$\begin{aligned}
 V_b &= \frac{W_b \cdot c}{Q_b} \\
 V_b &= \frac{1915\text{t} \cdot 0.16}{4} = 76.6\text{t}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum P_i + \sum P_{ai} &= V_b \\
 1.20 + 330a + 16500a &= 76.6\text{t} \\
 a &= \frac{76.6 - 1.20}{330 + 16500} = 0.00448
 \end{aligned}$$

Se sustituyó a , en las ecuaciones 8.1 y 8.3. Obtenidas anteriormente, determinando las fuerzas sísmicas. Fuerza sísmica en los entresijos de la estructura, (ecuación 8.1).

$$\begin{aligned}
 P_5 &= a \cdot W_5 \cdot h_5 = 20.16 \text{ t} \\
 P_4 &= a \cdot W_4 \cdot h_4 = 21.50 \text{ t} \\
 P_3 &= a \cdot W_3 \cdot h_3 = 16.13 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$P_2 = a \cdot W_2 \cdot h_2 = 10.75 \text{ t}$$

$$P_1 = a \cdot W_1 \cdot h_1 = 5.38 \text{ t}$$

Fuerza sísmica de los apéndices. En el nivel desplantado, (ecuación 8.4).

$$P_6 = h_1 \cdot a = 0.53 \text{ t}$$

$$P_7 = h_5 \cdot a = 2.14 \text{ t}$$

Fuerza cortante, (V_i), en cada nivel y apéndice debido al sismo.

Apéndice 7	$V_7 =$	$P_7 =$	2.14 t
Piso 5	$V_5 =$	$P_5 + P_7 =$	22.30 t
Piso 4	$V_4 =$	$P_4 + P_5 + P_7 =$	43.81 t
Piso 3	$V_3 =$	$P_3 + P_4 + P_5 + P_7 =$	59.94 t
Piso 2	$V_2 =$	$P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_7 =$	70.69 t
Apéndice 6	$V_6 =$	$P_6 =$	0.53 t
(Cortante basal) Piso 1	$V_1 =$	$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_7 =$	76.60 t

b) Método 2. Analizar la estructura despreciando los apéndices, diseñar los apéndices por separado.

Cuando la masa de los apéndices es pequeña comparada con la que se concentra en los pisos, opcionalmente, es posible ignorar en primera instancia los apéndices, esto es:

Se obtiene la fuerza sísmica en cada uno de los niveles de la estructura principal. Sin tomar en cuenta el peso de los apéndices con la ecuación 8.9.

Tabla 8.1 Fuerza sísmica en cada nivel debido al sismo, sin tomar en cuenta los apéndices.

Nivel	Peso en el piso, W_i (t)	Altura del nivel desde el suelo, h_i (m)	$W_i \cdot h_i$	Fuerza sísmica, P_i (t)
5	300	15	4500	20.73
4	400	12	4800	22.11
3	400	9	3600	16.58
2	400	6	2400	11.05
1	400	3	1200	5.53
	$W_{\text{tot}} = 1900$		$\sum W_i h_i = 16500$	

El factor de las fuerzas en los apéndices, como si estuviesen desplantados sobre el suelo es:

$$c'_6 = P_1 / W_1 = 5.53t / 400t = 0.0138$$

$$c'_7 = P_5 / W_5 = 20.73t / 300t = 0.0691$$

Las fuerzas que resultan de analizarlos como si estuviesen apoyados en el suelo se multiplican por $(1 + 4c'/c)$, esto es, (ecuación 8.11):

$$P_6 = \frac{c}{Q_{ca}(x)} a(x) \left(1 + \frac{4c'}{c} a(x)\right)$$

$$P_6 = \frac{0.16 * 5}{2} \left(1 + \frac{4 * 0.0138}{0.16}\right) = 0.54t$$

$$P_7 = \frac{c}{Q_{ca}(x)} a(x) \left(1 + \frac{4c'}{c} a(x)\right)$$

$$P_7 = \frac{0.16 * 10}{2} \left(1 + \frac{4 * 0.0691}{0.16}\right) = 2.18t$$

Se calcularon los cortantes en cada uno de los niveles de la estructura y en los apéndices, como sigue:

Apéndice 7	$V_7 =$	$P_7 =$	2.18 t
Piso 5	$V_5 =$	$P_5 + P_7 =$	22.91 t
Piso 4	$V_4 =$	$P_4 + P_5 + P_7 =$	45.02 t
Piso 3	$V_3 =$	$P_3 + P_4 + P_5 + P_7 =$	61.60 t
Piso 2	$V_2 =$	$P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_7 =$	72.65 t
Apéndice 6	$V_6 =$	$P_6 =$	0.54 t
(Cortante basal) Piso 1	$V_1 =$	$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_7 =$	78.72 t

8.3 MARCO PLANO CON UN APÉNDICE, VARIANDO PESO Y ALTURA

Se utilizó el ejemplo anterior, sólo con el apéndice de la azotea (nivel 5, con un peso de 10t). En un primer análisis se ubicó en el nivel 5. Se obtuvo la fuerza sísmica y cortante debido al sismo en el apéndice. También se obtuvo el periodo de vibración de la estructura. Después se fue variando el peso del apéndice comparando cómo variaba la fuerza sísmica y cortante, actuante en él. Así como también cómo variaba el periodo.

Tabla 8.2 Peso, rigidez y altura en cada nivel y apéndice. La altura es medida desde el suelo.

Nivel	W_i (t)	h_i (m)	K_i (t/m)
1	400	3	100
2	400	6	200
3	400	9	200
4	400	12	100
5	300	15	100
Apéndice	10	15	
W_{tot}	1910		

Se calculó el periodo fundamental de la estructura utilizando la ecuación 8.12, se muestra el procedimiento a continuación: (Bazán y Meli, 2004).

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{g} \sum \left(\frac{W_i X_i^2}{P_i X_i} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (8.12)$$

donde:

$$W_i = W_{piso} + W_{ap(i)}$$

X_i = Suma de desplazamientos relativos inferiores y el del nivel causados por el cortante sísmico en cada nivel. $X_i = D_{ei}$ (de los pisos inferiores) + D_{ei} (del entrepiso)

P_i = fuerza sísmica en el nivel i .

T = Periodo fundamental de la estructura.

g = aceleración de la gravedad en la Tierra. (980 cm/s²)

Como primer paso para obtener el periodo fundamental de la estructura, el periodo natural, se suma el peso de cada uno de los entrepisos, W_i . Considerando el peso del apéndice.

$$\begin{aligned} W_5 &= 300t + 10t = 310 t \\ W_4 &= 400 t \\ W_3 &= 400 t \\ W_2 &= 400 t \\ W_1 &= 400 t \\ \sum W_i &= 310 + 4 * (400) = 1910 t \end{aligned}$$

Después se obtuvo la fuerza sísmica y cortante en cada uno de los entrepisos, con alguno de los dos métodos mostrados anteriormente.

$$\begin{array}{ll}
 P_5 = 20.25t + 2.15 t = 22.40 t & V_5 = 22.40 t \\
 P_4 = 21.60 t & V_4 = 44.00 t \\
 P_3 = 16.20 t & V_3 = 60.20 t \\
 P_2 = 10.80 t & V_2 = 71.00 t \\
 P_1 = 5.40 t & V_1 = 76.40 t
 \end{array}$$

El desplazamiento relativo de cada uno de los entrepisos, D_{ei} , se obtuvo dividiendo el cortante de cada entrepiso entre su rigidez lateral, como se muestra a continuación:

$$\begin{array}{l}
 D_5 = \frac{22.40t}{100 t/m} = 0.224 m \\
 D_4 = \frac{44.00t}{100 t/m} = 0.440 m \\
 D_3 = \frac{60.20t}{200 t/m} = 0.301 m \\
 D_2 = \frac{71.00t}{200 t/m} = 0.355 m \\
 D_1 = \frac{76.40t}{100 t/m} = 0.764 m
 \end{array}$$

El desplazamiento absoluto, X_i , se obtuvo sumando el desplazamiento relativo del entrepiso más el de cada uno de los inferiores a él, como se muestra a continuación:

$$\begin{array}{l}
 X_5 = 1.860m + 0.224m = 2.084 m \\
 X_4 = 1.420m + 0.440m = 1.860 m \\
 X_3 = 1.119m + 0.301m = 1.420 m \\
 X_2 = 0.764m + 0.355m = 1.119 m \\
 X_1 = 0.764m = 0.764 m
 \end{array}$$

Se multiplico la fuerza sísmica de cada entrepiso por su desplazamiento absoluto, para después sumar los valores, $\sum P_i X_i$.

$$\begin{array}{l}
 P_5 * X_5 = 20.25t * 2.084m = 42.20 t * m \\
 P_4 * X_4 = 21.60t * 1.860m = 40.18 t * m \\
 P_3 * X_3 = 16.20t * 1.420m = 23.00 t * m \\
 P_2 * X_2 = 10.80t * 1.119m = 12.09 t * m \\
 P_1 * X_1 = 5.40t * 0.764m = 4.13 t * m \\
 \sum (P_i * X_i) = 121.59 t * m
 \end{array}$$

Se multiplico la fuerza de cada entrepiso por su desplazamiento absoluto elevado al cuadrado, sumando después los valores que resultaron, $\sum W_i * X_i^2$.

$$\begin{array}{l}
 W_5 * X_5^2 = 310t * (2.084m)^2 = 1346.347 t * m^2 \\
 W_4 * X_4^2 = 400t * (1.860m)^2 = 1383.840 t * m^2
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 W_3 * X_3^2 &= 400t * (1.420m)^2 = 806.560 t * m^2 \\
 W_2 * X_2^2 &= 400t * (1.119m)^2 = 500.864 t * m^2 \\
 W_1 * X_1^2 &= 400t * (0.764m)^2 = 233.478 t * m^2 \\
 \sum (W_i * X_i^2) &= 4271.09 t * m^2
 \end{aligned}$$

Por último se obtuvo el periodo fundamental de la estructura con la ecuación 8.12. Este valor será con el que se compararan los resultados de las siguientes suposiciones, mover de entrepiso el apéndice y la otra es dejarlo donde se encuentra variando su peso.

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{980} \left(\frac{4271.09t * m^2}{121.59t * m} \right) \right]^{\frac{1}{2}} = 1.19s$$

En una primera suposición se conservaron todas las características de la estructura. El peso del apéndice se utilizó como variable, conservando su ubicación en el nivel 5. Para el análisis de fuerzas debidas al sismo en el apéndice y el cortante basal en la estructura, se utilizó el método 2 que consiste en analizar la estructura despreciando los apéndices, diseñando los apéndices por separado. Para el cálculo del periodo se utilizó la ecuación 8.12, aplicándola como se mostró. Obteniendo lo siguiente:

Tabla 8.3 Variación de peso del apéndice. Cálculo de cortante basal y periodo fundamental de la estructura.

$W_{ap(i)}$, Peso del apéndice (t)	h_i , altura a la que se encuentra desplantado el apéndice (m)	$P_{ap(i)}$, fuerza debido al sismo en el apéndice (t)	V_b , cortante basal de la estructura (t)	T , periodo de vibración de la estructura (s)
2	15	0.435	76.08	1.168
4	15	0.868	76.16	1.174
6	15	1.298	76.24	1.179
8	15	1.725	76.32	1.184
10	15	2.150	76.40	1.190
12	15	2.573	76.48	1.195
14	15	2.993	76.56	1.200
16	15	3.410	76.64	1.206
18	15	3.826	76.72	1.211
20	15	4.239	76.80	1.216

En una segunda suposición se conservaron todas las características de la estructura y el peso del apéndice. Se cambió de ubicación el apéndice a diferentes niveles de la estructura, desplantándolo en cada uno de los entrepisos, analizando la estructura y el apéndice. Para el análisis de fuerzas debidas al sismo en el apéndice y el cortante basal en la estructura, se utilizó el método 2 que consiste en analizar la estructura despreciando los apéndices, diseñando los apéndices por separado. Para el cálculo del periodo se utilizó la ecuación 8.12. Los resultados se muestran en la tabla 8.4.

Tabla 8.4 Apéndice desplantado en diferentes niveles de la estructura. Cálculo de cortante basal y periodo fundamental de la estructura.

condición	W_i (t)	h_i (m)	$P_{ap(i)}$ (t)	V_b (t)	T (s)
apéndice	10	3	1.074	76.40	1.168
apéndice	10	6	1.346	76.40	1.172
apéndice	10	9	1.616	76.40	1.177
apéndice	10	12	1.884	76.40	1.184
apéndice	10	15	2.150	76.40	1.190

En la tabla 8.4, se observa la fuerza lateral debido al sismo en el apéndice, así como el cortante y periodo natural de la estructura. Se puede observar que la fuerza debida al sismo que actúa en el apéndice varía de manera proporcional a la altura en la que se encuentre desplantado. Sin embargo, el cortante basal se mantiene constante.

Como era de esperarse, de acuerdo con los resultados de las tablas 8.3 y 8.4, cuando se aumenta el peso del apéndice o su altura de desplante, aumenta proporcionalmente la fuerza debida al sismo. Sin embargo, el cortante basal y periodo natural de la estructura aumenta en una proporción menor. En estos análisis se trata de apéndices no restringidos por la estructura, se puede notar que el periodo natural de la estructura no varía en más del 0.6%, ubicando el apéndice de un entrepiso a uno superior inmediato. La fuerza sísmica que actúa en el apéndice no varía en más del 25.30%, esta variación disminuye conforme se aumenta la altura en el desplante del apéndice.

8.4 MODELO TRIDIMENSIONAL CON Y SIN APÉNDICE

8.4.1 Modelo sin apéndice

El edificio que se propuso es una estructura de 10 pisos con perfiles de acero, ubicándola teóricamente en la zona I. De acuerdo al artículo 139 del RCDF-2004 se catalogó a la estructura dentro del grupo B, por ser un edificio destinado a departamentos, se tomaron las cargas vivas correspondientes para habitación y lugares de reunión para la azotea. Se consideró como una estructura irregular, multiplicando Q por un factor de 0.8, Considerando Q igual a 2.

El primer nivel tiene una altura de 4 m y los demás de 3 m, la geometría es la mostrada en la figura 8.2.

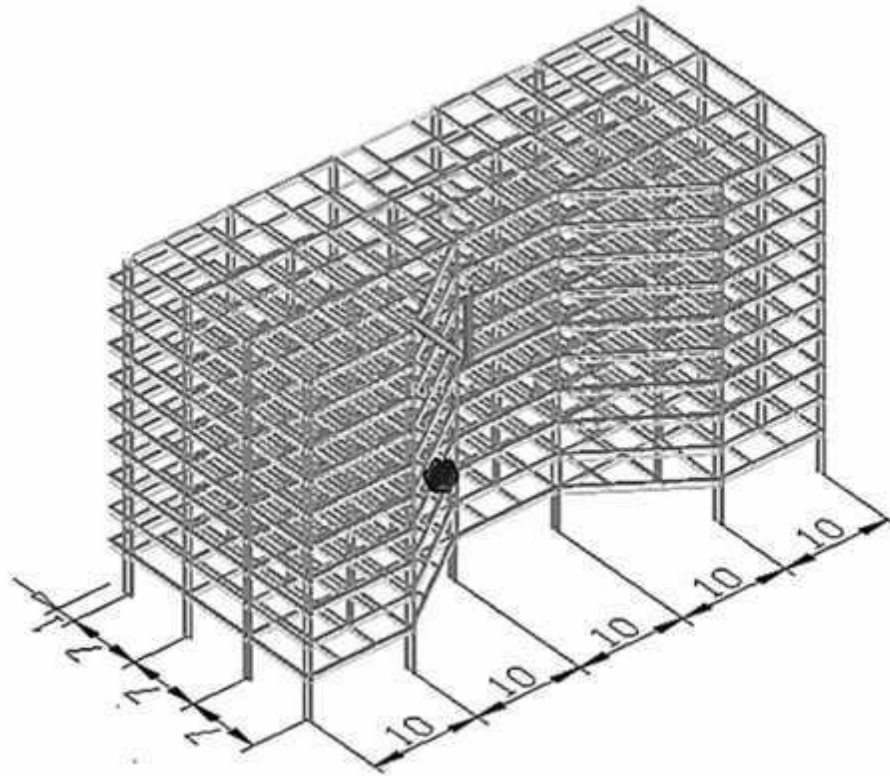


Figura 8.2 Distancias entre ejes, en metros.

En las figuras 8.3 y 8.4 se muestran la vista en planta y los perfiles utilizados en la azotea y la planta tipo, respectivamente. Las vigas secundarias se encuentran a una separación de 3.33 m. Entre los ejes 3-4 y C-D, se encuentran 3 huecos. El hueco de en medio corresponde al cubo de los elevadores, cuyas dimensiones son 3 m por 5 m. Los huecos a lado del cubo de elevadores corresponden a las escaleras, estos tienen unas dimensiones de 2.5 m por 4 m.

En las figuras 8.5 a la 8.8 se observa cada uno de los marcos paralelos al eje X, mostrando los perfiles utilizados. Las columnas de la estructura en su base se idealizaron empotradas, como se puede observar en estas figuras.

En la figura 8.9 se muestran cuatro de los marcos paralelos a Y, en estos marcos se colocaron contraventeos. Se distribuyeron de manera que no redujeran el espacio dentro del edificio, se observa que en los ejes C y D se colocaron a un lado de las escaleras.

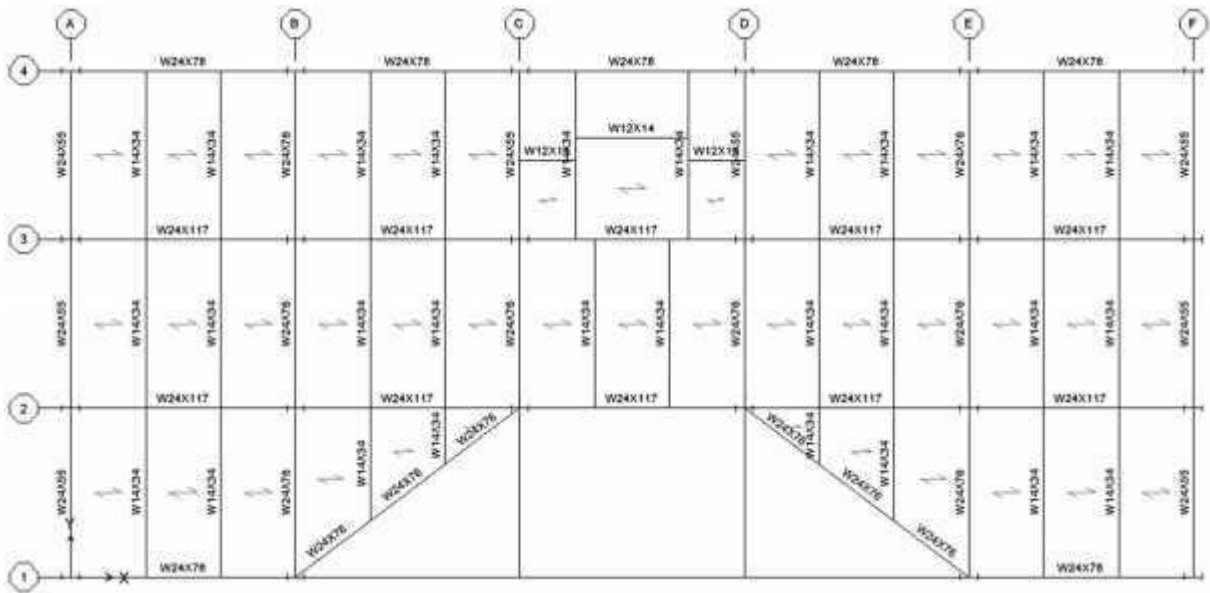


Figura 8.3 Planta de azotea, (vista en planta).

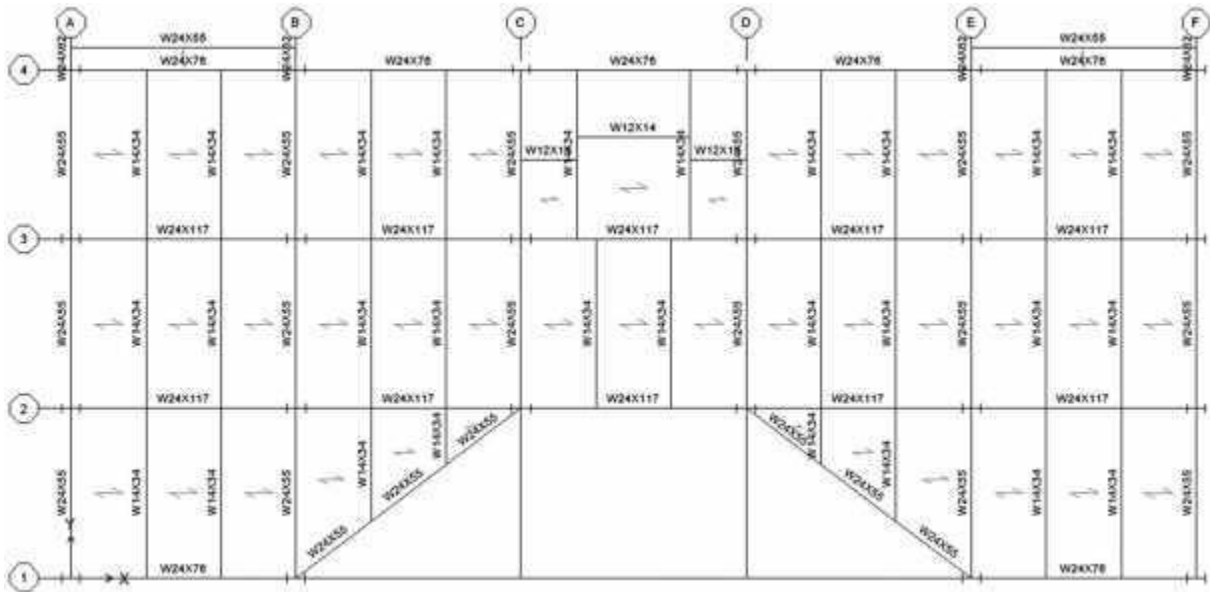


Figura 8.4 Planta tipo, (vista en planta).

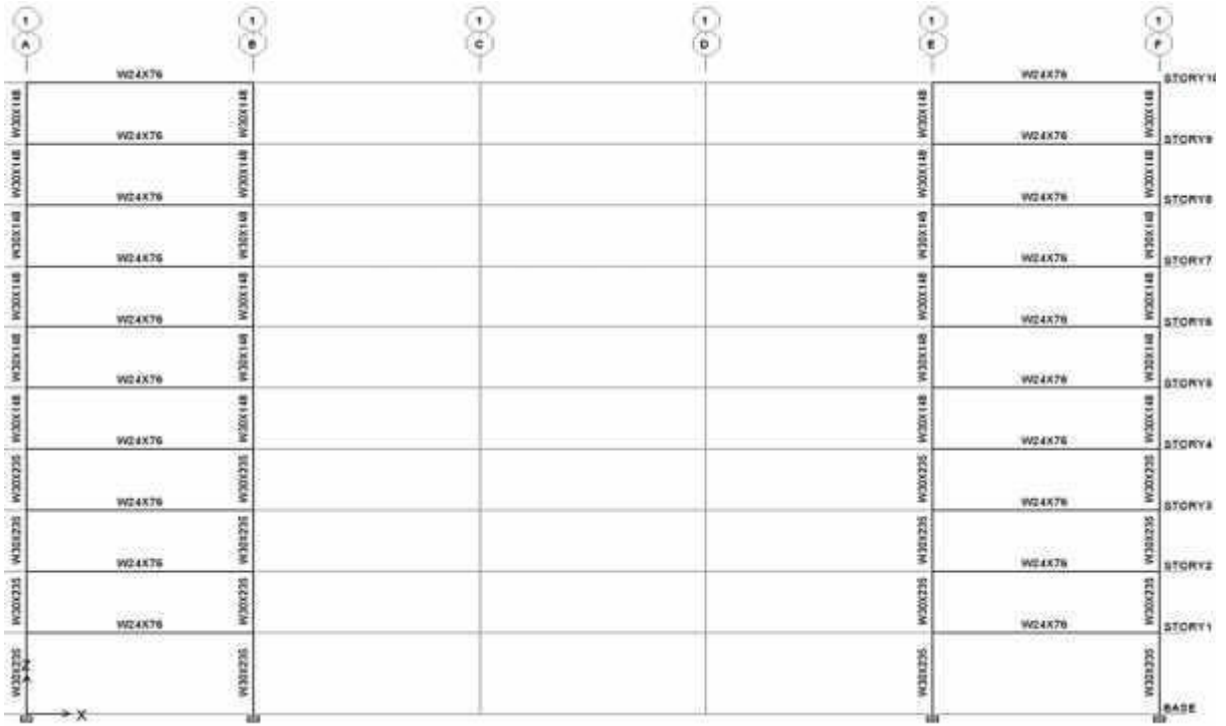


Figura 8.5 Marco de fachada, (vista en elevación).

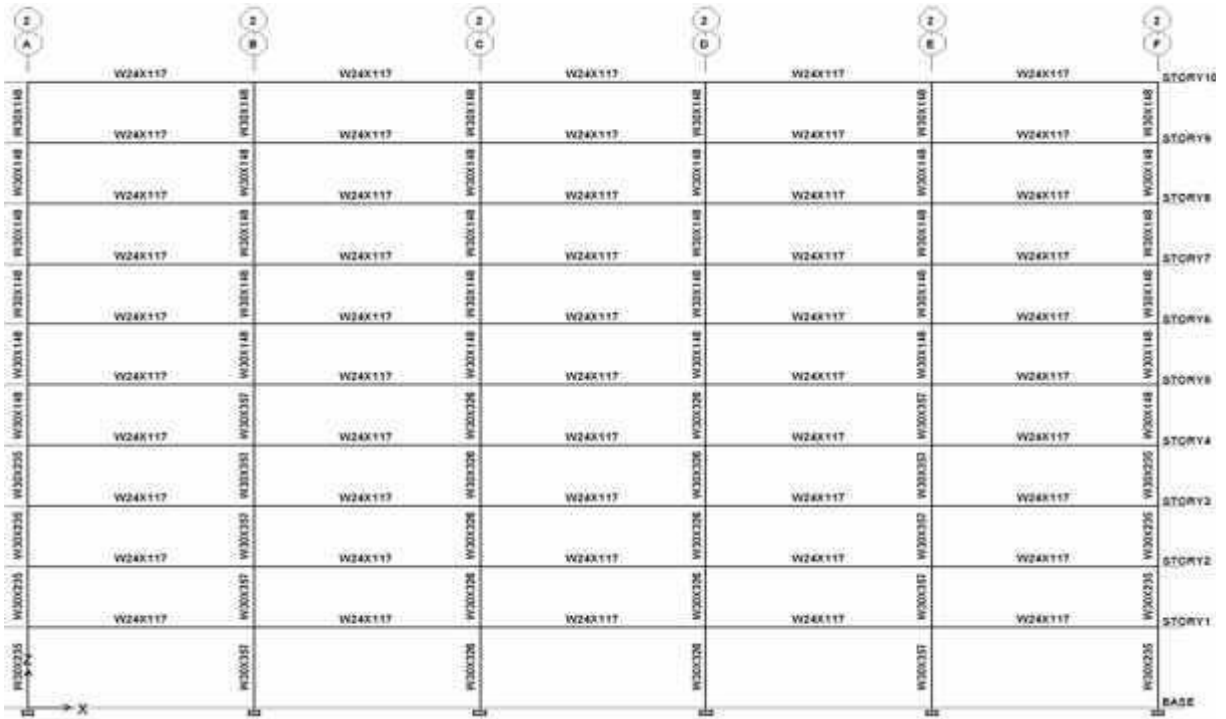


Figura 8.6 Marco en el eje 2, (vista en elevación).

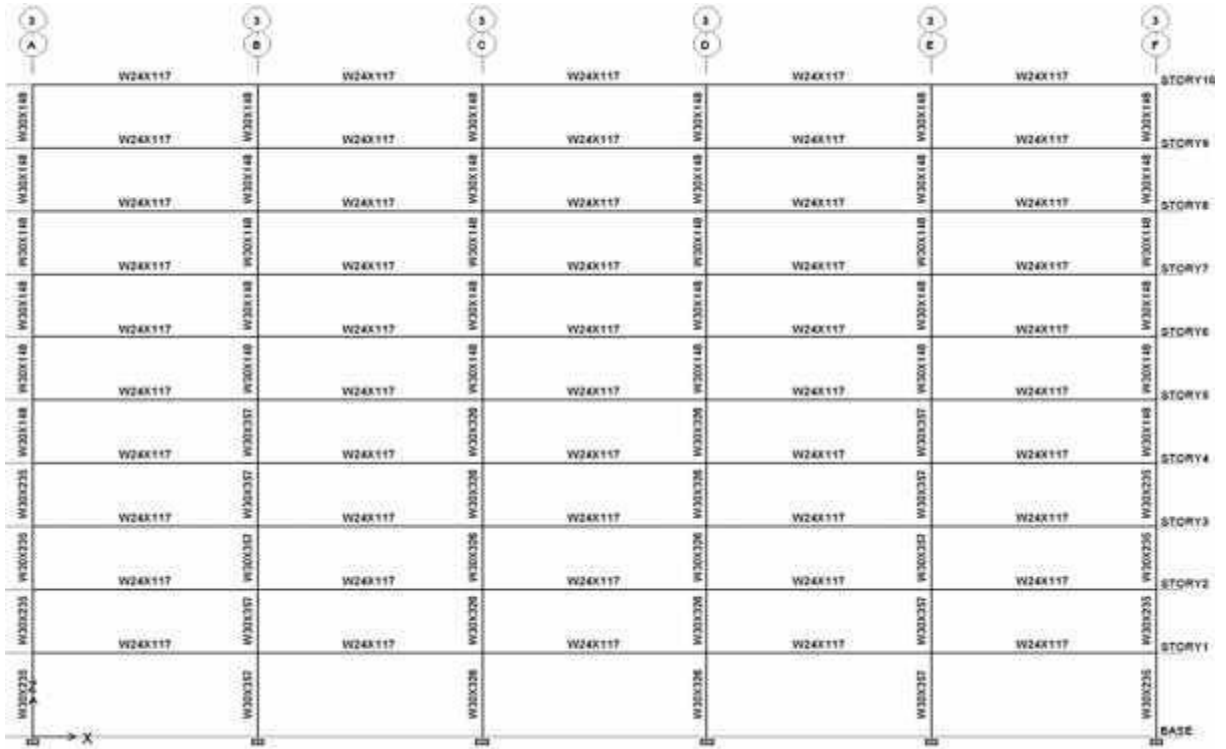


Figura 8.7 Marco en el eje 3, (vista en elevación).

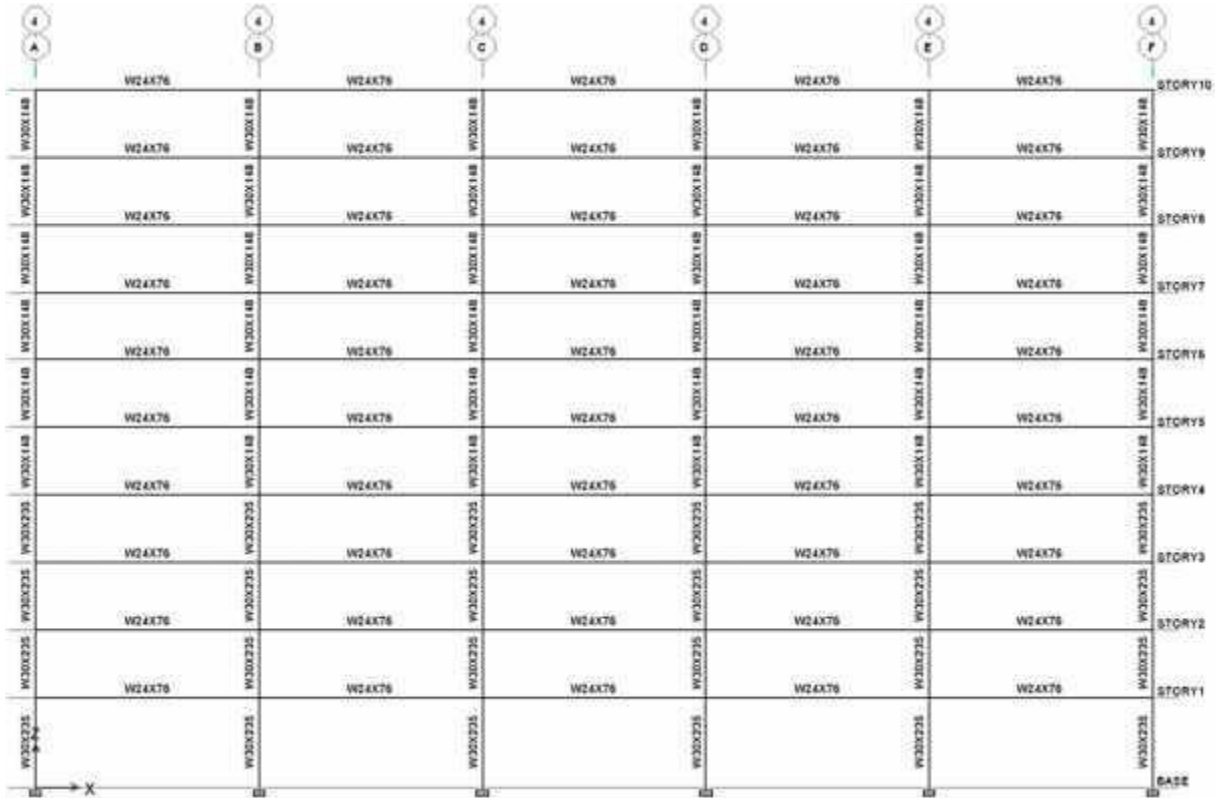


Figura 8.8 Marco en el eje 4, (vista en elevación).

Para observar cómo influye un apéndice en la rigidez del edificio estudiado, se analizó primero sólo la estructura. Después, se incluyeron rampas de escalera y se compararon los resultados obtenidos con ambas.

1.- Para realizar el modelo del edificio se utilizó el programa ETABS.

2.- Los materiales utilizados fueron:

Acero 572 grado 50

Peso volumétrico	7.8	t/m ³
Módulo elástico	20, 389, 020	t/m ²

Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (losa mixta)

Peso volumétrico	2.4	t/m ³
Módulo elástico	2, 213, 590	t/m ²
Esfuerzo de compresión	$f'_c = 2500$	t/m ²

Como sistema de piso se propuso una losa mixta. De acuerdo con las cargas muertas y vivas consideradas se eligió la más indicada de un catálogo comercial, la lámina y el espesor de la capa de concreto son las mostradas en la figura 8.10.

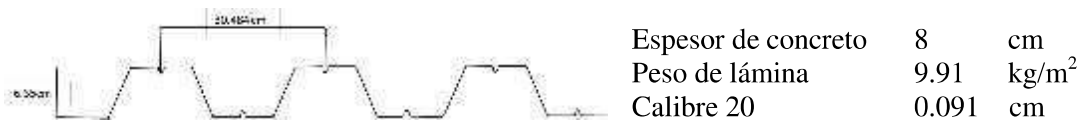


Figura 8.10 Detalle de lámina para el sistema de piso (Ternium, 2014)

3.- Las cargas de diseño utilizadas son las correspondientes a habitación y lugares de reunión.

Carga acabados (planta tipo)

Piso terminado	120	kg/m ²
Muros divisorios (tablarroca)	50	kg/m ²
Plafón (instalaciones)	30	kg/m ²
Sobrecarga RCDF-2004	40	kg/m ²
Total	240	kg/m ²

Carga acabados (azotea)

Relleno por pendiente	150	kg/m ²
Acabado e impermeabilizante	120	kg/m ²
Plafón (instalaciones)	30	kg/m ²
Sobrecarga RCDF-2004	40	kg/m ²
Total	340	kg/m ²

Las cargas vivas máximas y accidentales, de acuerdo al RCDF-2004, son las siguientes:

Planta tipo (departamentos)

Viva máxima	170 kg/m ²
Viva accidental	90 kg/m ²

Azotea (lugar de reunión)

Viva máxima	350 kg/m ²
Viva accidental	250 kg/m ²

4.- El espectro de diseño que se utilizó corresponde a la zona 1 del RCDF-2004. Realizando un análisis estático tomando $Q = 2$, considerando la irregularidad de la estructura que reducirá la resistencia al sismo de la misma, por un factor de 0.8 (tomado del RCDF-2004). Al definir el espectro de diseño, se definieron las acciones del sismo en dos direcciones ortogonales, X y Y, con sus respectivas excentricidades consideradas al 10%, de esta manera se tiene:

S_x	Sismo con dirección en X +/- excentricidad del 10% en Y
S_y	Sismo con dirección en Y +/- excentricidad del 10% en X

Se consideraron las siguientes combinaciones:

COMB1	$1.4*(CM + Acabados + CV_{m\acute{a}x})$
COMB2	$1.1*(CM + Acabados + CV_{acc} + S_x + 0.30S_y)$
COMB3	$1.1*(CM + Acabados + CV_{acc} + S_x - 0.30S_y)$
COMB4	$1.1*(CM + Acabados + CV_{acc} + 0.30S_x + S_y)$
COMB5	$1.1*(CM + Acabados + CV_{acc} + 0.30S_x - S_y)$
COMB6	$1.1*(CM + Acabados + CV_{acc} - S_x - 0.30S_y)$
COMB7	$1.1*(CM + Acabados + CV_{acc} - S_x + 0.30S_y)$
COMB8	$1.1*(CM + Acabados + CV_{acc} - 0.30S_x - S_y)$
COMB9	$1.1*(CM + Acabados + CV_{acc} - 0.30S_x + S_y)$

5.- Se verificaron los resultados del programa, para comprobar que las distorsiones de entrepiso se encuentran por debajo de las admisibles, de las NTCDS, para asegurar que la estructura durante todo su tiempo de vida útil no represente un riesgo para quienes la usen.

I.- Periodos de vibración de la estructura

Tabla 8.5 Periodo de vibración la estructura en sus diferentes modos, sin considerar apéndices.

Modo	Periodo (s)	Dirección
1	1.46	X
2	0.97	Y
3	0.80	Torsional
4	0.46	X
5	0.32	Y
6	0.26	Torsional
7	0.25	X
8	0.17	Y
9	0.16	X
10	0.14	Torsional
11	0.12	Y
12	0.11	X

Los periodos de vibración de la estructura que se obtienen están relacionados con sus desplazamientos. Al considerar el valor del primer modo de vibrar, se observa que se trata de una estructura relativamente flexible. Se procedió a revisar las distorsiones máximas de entrepiso.

II.- Desplazamientos relativos de entrepiso, distorsión de entrepiso.

En la tabla 8.6 se muestran las máximas distorsiones de entrepiso, que resultaron en dirección al eje X. Ninguna de estas distorsiones de entrepiso excede, por más del 1.3%, el valor límite del RCDF-2004.

Tabla 8.6 Distorsiones de entrepiso máximas, en X, sin considerar apéndices.

Piso	Caso	Distorsión de entrepiso	X (m)	Y (m)	Z (m)	Q*Distorsión de entrepiso
4	SIS1X 2	0.0038	46.67	0	13	0.00608
4	SIS1X 1	0.0038	50	23.5	13	0.00603
5	SIS1X 2	0.0037	46.67	0	16	0.00599
3	SIS1X 2	0.0037	46.67	0	10	0.00597
5	SIS1X 1	0.0037	50	23.5	16	0.00596
3	SIS1X 1	0.0037	50	23.5	10	0.00594
6	SIS1X 2	0.0036	46.67	0	19	0.00583

SIS1X 1 = Sismo en dirección paralela al eje X, con una excentricidad positiva del 10%
 SIS1X 2 = Sismo en dirección paralela al eje X, con una excentricidad negativa del 10 %

8.4.2 Edificio con apéndices

En este modelo se consideraron rampas de escaleras de concreto con un $f'_c=250\text{kg/m}^2$ ($h=12\text{cm}$), mostradas en la figura 8.11. No se consideró su masa ni peso, para observar la rigidez aportada al sistema estructural.

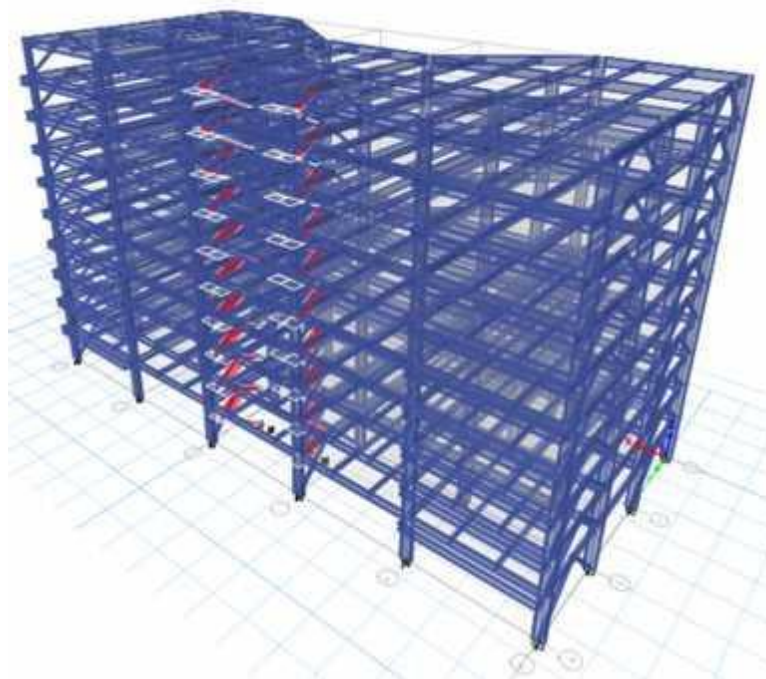


Figura 8.11 Estructura en 3D con apéndices, (rampas de escalera).

I.-Periodos de vibración de la estructura

Tabla 8.7 Periodo de vibración de la estructura en sus diferentes modos, considerando apéndices.

Modo	Periodo (s)	Dirección
1	1.46	X
2	0.96	Y
3	0.80	Torsional
4	0.46	X
5	0.32	Y
6	0.26	Torsional
7	0.25	X
8	0.17	Y
9	0.16	X
10	0.14	Torsional
11	0.12	Y
12	0.11	X

El periodo de vibración correspondiente al modo 1 disminuyó en un 0.27%, porcentaje que no representa en forma práctica un cambio en el diseño. Sin embargo, para muros de tabique ese porcentaje se vería incrementado y será decisión del diseñador no considerarlos, hacer modelos para considerar las posibles interacciones o bien, desligarlos de la estructura.

II.- Desplazamientos relativos de entrepiso, distorsión de entrepiso.

Tabla 8.8 Distorsiones de entrepiso máximas, considerando rampas de escaleras.

Piso	Caso	Distorsión de entrepiso	X (m)	Y (m)	Z (m)	Q*Distorsión de entrepiso
Piso 4	SIS1X 2	0.003785	46.6667	0	13	0.00606
Piso 4	SIS1X 1	0.003751	50	23.5	13	0.00600
Piso 5	SIS1X 1	0.003734	28.75	22.5	14.5	0.00597
Piso 5	SIS1X 2	0.003731	46.6667	0	16	0.00597
Piso 3	SIS1X 2	0.003716	46.6667	0	10	0.00595
Piso 3	SIS1X 1	0.00369	50	23.5	10	0.00590
Piso 6	SIS1X 1	0.003648	22.5	22.5	17.5	0.00584

SIS1X 1 = Sismo en dirección paralela al eje X, con una excentricidad positiva del 10%
 SIS1X 2 = Sismo en dirección paralela al eje X, con una excentricidad negativa del 10 %

Al considerar en el modelo las rampas de escalera, la distorsión de entrepiso máxima se redujo un 0.32%. Por lo tanto las rampas no aumentaron la rigidez lateral de la estructura significativamente. Entonces, la falla por la interacción entre el apéndice y la estructura es más probable en las rampas de escaleras, y no en la estructura principal. Debe considerarse que en este modelo sólo se tomaron en cuenta las rampas de la escalera, sin embargo una construcción cuenta, por lo general, con mayor número de apéndices que en conjunto podrían rigidizar a la estructura en mayor proporción y por consiguiente reducir su periodo natural de vibración y aumentar su rigidez.

Tampoco se debe olvidar que en este modelo no se incluyó el peso propio de las rampas de la escalera, ya que el fin era determinar cómo el apéndice influía en la rigidez de la estructura. Así que si se toma en cuenta el peso propio de las rampas, como es en un caso práctico, este podría incluso ocasionar que aumente la distorsión de entrepiso en mayor proporción que lo que se disminuye por la rigidez aportada del apéndice.

CAPÍTULO 9 CONCLUSIONES

En este trabajo se estudiaron dos diferentes métodos para el análisis de apéndices estructurales sometidos a acciones sísmicas. Cuando se aplicó el método de análisis en el que se consideraron los apéndices, se manejó un mayor número de ecuaciones, en comparación con el método en el que se despreciaron los apéndices en un primer análisis. Sin embargo, comparando los resultados de los dos métodos, se observó que las fuerzas sísmicas actuantes en los apéndices, no diferían en más del 2%.

Se cambió el peso y la ubicación del apéndice, dentro de la estructura de los primeros dos ejemplos. A fin de relacionar las variables con la fuerza sísmica actuante en el apéndice, así como cortante basal y periodo de vibración de la estructura principal. Para un apéndice de diez toneladas se observó una variación lineal con respecto a la fuerza sísmica actuante en el apéndice y al periodo de vibración de la estructura principal. Sin embargo no existió un incremento en el cortante basal de la misma.

Después de analizar ambos ejemplos, se puede concluir que en apéndices no restringidos por la estructura principal, el principal riesgo es la inestabilidad al volteo y la falla por cortante en las conexiones a causa de la fuerza sísmica.

Se consideró un ejemplo en el que se modelaron rampas de escalera, como apéndices restringidos por la estructura. En este caso se observó que la rigidez aportada por las rampas sólo disminuía la distorsión de entrepiso máxima en un 0.32%, y el periodo fundamental de la estructura en un 0.27%. Por lo que, para este caso, se puede ahorrar tiempo evitando su modelado, y sólo utilizando la carga representativa.

Los resultados se explican, debido a que los apéndices estudiados no están restringidos en su totalidad, como lo podría estar un muro, en cuyo caso la rigidez lateral se transmitiría por completo a la estructura. Por lo tanto, las fallas que se observaron se podrían producir en los apéndices y no en la estructura principal.

ANEXOS

Anexo A Imágenes de apéndices estructurales



Figura 10.1 Torres de comunicación.

En la figura 10.1 se pueden observar dos torres de comunicación, estas torres se consideran apéndices dentro de las construcciones. Los edificios de telecomunicación pertenecen además al grupo A, RCDF-2004, por lo que las torres deben diseñarse de modo que no pierdan su transmisión. (<http://es.dreamstime.com/fotograf%C3%ADa-de-archivo-libre-de-regal%C3%ADas-torre-de-las-telecomunicaciones-image31146527>)



Figura 10.2 Apéndices en azotea.

En la figura 10.2 se muestran algunos de los apéndices que pueden encontrarse en una azotea, tanque de agua y sistema de aire acondicionado. (<http://www.atlasobscura.com/places/77-water-street>)



Figura 10.3 Tanques de agua en la azotea de un edificio.

En la figura 10.3 se observan tres recipientes de agua desplantados en una estructura metálica, en un análisis se consideran como un sólo apéndice, debido a que la estructura metálica es la que resiste el cortante y momento de volteo producidos por el sismo. Además debe anclarse cada uno de los recipientes con la estructura metálica.

(http://www.fumigadoralatina.com.ar/limpieza_y_desinfeccion_de_tanques.html)



Figura 10.4 Tanques de agua en la azotea de un edificio.

En la figura 10.4 se muestran dos casos en que los vidrios o la cancelería se dañaron al ocurrir un sismo, falla que pudo producirse por no tener en cuenta la separación del vidrio con la cancelería, o bien de la cancelería con la estructura. (Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago Chile, 2012)



a) Falla muro

b) Falla marquesina

Figura 10.5 Fallas en apéndices de una construcción, debidas a un sismo.

En la figura 10.5 se observan dos fallas en una construcción, en la figura del inciso a) se observa el agrietamiento de un muro y en el inciso b) se muestra una marquesina. Se observa en la marquesina que incluso las conexiones entre los perfiles utilizados fallaron. (Taller sobre Gestión de Riesgos y Catástrofes en la Infraestructura, Ministerio de Obras Públicas, Ing. Eduardo Hurtado Gajardo, Chile, 2012)



Figura 10.6 Tanque de oxígeno líquido.

En la figura 10.6 se muestra un tanque de oxígeno líquido, utilizado en un hospital. Se observa que está fuera de la estructura, debido a su importancia y por ser un gas inflamable. (http://portal.proteccioncivil.gob.mx/prog_hosp_seg/fmdes.pdf)



Figura 10.7 Falla de un muro en un hospital.

En la figura 10.7 se observa que un muro fallo al volteo, ya que no se restringió de manera adecuada, quedando a la intemperie el interior de la construcción.

(http://portal.proteccioncivil.gob.mx/prog_hosp_seg/fmdes.pdf)



a) Falla de escalera

b) Falla de plafón e instalaciones.

Figura 10.8 Fallas en apéndices de una construcción.

En la figura 10.8 se observan dos imágenes, en la del inciso a) se observa la falla de una escalera y en el inciso b) se observa la caída de varios paneles del plafón y algunas lámparas. En el caso de la escalera se debe prestar atención, debido a que es también una ruta de evacuación. (http://portal.proteccioncivil.gob.mx/prog_hosp_seg/fmdes.pdf)



Figura 10.9 Caída de un voladizo debido a un sismo.

En la figura 10.9 se muestra el desprendimiento de un voladizo, se observa que impacto con dos carros causando su pérdida económica. Casos como este representan un riesgo a la vida, aún sin que las personas se encuentren en la construcción. (http://www.chilenos.ru/print_632.htm)

REFERENCIAS

- ASCE, (2002), American Society of Civil Engineers, "ASCE 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", Segunda edición, E.U.A.
- Arcos J.M., (1995), "Influencia de los elementos no estructurales y funcionales en la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones", UNISDR, Santiago de Cuba 1995, Cuba.
- Arnal L. S. y Betancourt M. S., (2005), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Ed. Trillas, 5a. ed., D.F., México.
- Bazán E. y Meli R., (2004), "Diseño sísmico de edificios", Limusa Noriega Editores, D.F., México.
- Hurtado G. E., (2012) "Taller sobre Gestión de Riesgos y Catástrofes en la Infraestructura Suramericana", Ministerio de Obras Públicas, Chile.
- Juárez G. H., Ventura C. E., Gómez B. A. y Pelcastre P. E., (2014), "Comportamiento de componentes no estructurales ante diferentes escenarios sísmicos", publicación del IMCyC, D.F., México.
- Norma Técnica MINVU 001, (2010), "Diseño sísmico de componentes y sistemas no estructurales", Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Chile.
- Organización Panamericana de la Salud, (2004), "Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud", Serie Mitigación de desastres, Segunda edición, Washington, D.C., E.U.A.
- Ternium, (2014), "Manual de instalación Ternium Losacero", www.ternium.com.mx.