



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS
EN ZONAS SÍSMICAS DE ACUERDO AL ACI 318-11**

Marco César del Cid Juárez

Asesorado por el Ing. César Armando del Cid Juárez

Guatemala, febrero de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS
EN ZONAS SÍSMICAS DE ACUERDO AL ACI 318-11**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

MARCO CÉSAR DEL CID JUÁREZ

ASESORADO POR EL ING. CÉSAR ARMANDO DEL CID JUÁREZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, FEBRERO DE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdova
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
EXAMINADORA	Inga. María del Mar Girón Cordón
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS EN ZONAS SÍSMICAS DE ACUERDO AL ACI 318-11

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 12 de noviembre de 2014.



Marco César del Cid Juárez

Guatemala, 03 de noviembre de 2015

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala


Estimado Ingeniero Montenegro.

Tengo el agrado de informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS EN ZONAS SÍSMICAS DE ACUERDO AL ACI 318-11**, realizado por el estudiante de Ingeniería Civil **Marco César del Cid Juárez**, quien contó con la asesoría del suscrito.

Considero que el trabajo realizado por el estudiante **del Cid Juárez** cumple con los objetivos para los que fue planteado, por lo que recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención que se sirva prestar a la presente.

Atentamente,


César Armando J. del Cid Juárez
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO No. 9789
César Armando del Cid Juárez
Ingeniero Civil, Colegiado No. 9789
Asesor



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,

12 de noviembre de 2015

ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS EN ZONAS SÍSMICAS DE ACUERDO AL ACI 318-11**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Marco César del Cid Juárez, quien contó con la asesoría del Ing. César Armando del Cid Juárez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA TODOS

Guillermo Melini

Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
Jefe Del Departamento de Planeamiento

FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
PLANEAMIENTO
USAC

Amor.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. César Armando Del Cid Juárez y del Coordinador del Departamento de Planeamiento Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero, al trabajo de graduación del estudiante Marco César Del Cid Juárez, titulado **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS EN ZONAS SÍSMICAS DE ACUERDO AL ACI 318-11**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, febrero 2016
 /mrrm.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS EN ZONAS SÍSMICAS DE ACUERDO AL ACI 318-11**, presentado por el estudiante universitario: **Marco César Del Cid Juárez**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, febrero de 2016

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por permitirme caminar a su lado en todo momento y darme la fortaleza de luchar por lo que deseo.
Mis padres	Irma Juárez y Armando del Cid, por confiar en mí demostrándolo con su apoyo moral y económico que me han brindado a lo largo de mi vida.
Mis hermanos	César y Kimberly del Cid.
Mis abuelas	Elvira Boror y Aurelia Fuentes, por ser dos ángeles en mi vida.
Mi familia en general	Por su apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por permitir formarme como profesional en esta casa de estudios.
Ing. César del Cid	Por brindarme su apoyo desde el primer día de clases hasta el día de mi graduación.
Mis amigos	Lester Santay, Pablo Cotton, Fernando Martínez, Jovito Sipaque, Helen Gudiel, Alan Tercero. Que nunca se negaron cuando necesité su apoyo, y a todos los amigos a los que tuve la suerte de conocer en este proceso, por formar parte importante de mi vida y dejarme enseñanzas y vivencias inolvidables.
Ana Laura Jiménez	Por darme ánimos en momentos difíciles, por confiar en mí y enseñarme a ser una mejor persona.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. LECCIONES DE TERREMOTOS PASADOS Y FALLAS EN EDIFICIOS	1
1.1. Lecciones de terremotos pasados.....	1
1.1.1. Evitar piso débil en planta baja.....	1
1.1.2. Evitar piso débil en plantas superiores	4
1.1.3. Evitar arriostramientos asimétricos.....	6
1.1.4. Discontinuidades causan problemas de rigidez y resistencia.....	10
1.1.5. Evitar la combinación de sistemas con columnas y muros estructurales	11
1.1.6. Evitar rigidizar marcos con relleno de mampostería.....	12
1.1.7. Edificios de mampostería con muros de concreto estructural.....	15
1.1.8. Refuerzo estructural en muros de mampostería para resistir fuerzas horizontales	18
1.1.9. Evitar combinar elementos estructurales y no estructurales	21

1.1.10.	Evitar columnas cortas (columna captiva)	22
1.2.	Fallas en edificios.....	24
1.2.1.	Terremotos históricos.....	25
1.2.2.	Terremotos en el mundo	29
2.	VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL Y MITIGACIÓN DE DESASTRES	43
2.1.	Conceptos generales	43
2.2.	Daños estructurales	44
2.3.	Problemas de configuración arquitectónica y estructural	46
2.3.1.	Configuración geométrica.....	47
2.3.2.	Problemas de configuración en planta	48
2.3.2.1.	Longitud.....	48
2.3.2.2.	Concentración de esfuerzos debido a plantas complejas.....	49
2.3.3.	Problemas de configuración en elevación	50
2.3.3.1.	Escalonamientos	50
2.3.4.	Configuración estructural.....	51
2.3.4.1.	Concentración de masas.....	52
2.3.4.2.	Columnas débiles.....	52
2.3.4.3.	Pisos suaves	53
2.3.4.4.	Falta de redundancia.....	54
2.3.4.5.	Excesiva flexibilidad estructural.....	54
2.3.4.6.	Excesiva flexibilidad del diafragma.....	55
2.3.4.7.	Torsión	55
2.4.	Diseño sismorresistente	57
2.4.1.	Espectro de diseño.....	57
2.4.2.	Comportamiento no lineal.....	58
2.4.3.	Disposición de la ductilidad	58

2.4.4.	Derivas (desplazamiento relativo entre pisos)	60
2.5.	Reestructuración o rehabilitación	61
2.5.1.	Diseño del refuerzo.....	61
2.5.1.1.	Muros en el exterior del edificio	62
2.5.1.2.	Muros en el interior del edificio	62
2.5.1.3.	Muros de relleno de pórticos.....	63
2.5.1.4.	Pórticos arriostrados.....	63
2.5.1.5.	Encamisado de vigas y columnas.....	64
2.5.1.6.	Nuevo sistema de pórticos	65
2.6.	Elementos no estructurales	65
3.	REQUISITOS PARA MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS	67
3.1.	Generalidades	67
3.2.	Vigas.....	68
3.3.	Columnas	76
3.4.	Nudos	87
3.5.	Longitud de desarrollo	92
	CONCLUSIONES	95
	RECOMENDACIONES	97
	BIBLIOGRAFÍA.....	99

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Friuli, Italia, 1976.....	2
2.	Izmit, Turquía, 1999, a	2
3.	Izmit, Turquía, 1999, b	3
4.	Kobe, Japón, 1995, a	3
5.	Taiwán, 1999.....	4
6.	Kobe, Japón, 1995, b	5
7.	Kobe, Japón, 1995, c	5
8.	Izmit, Turquía, 1999, c.....	6
9.	Evitar arriostramiento horizontal asimétrico	7
10.	Suiza, 1994	8
11.	Kobe, Japón, 1995, d	9
12.	Umbría, Italia, 1997	10
13.	Suiza, 2001, a	11
14.	Suiza, 2001, b	12
15.	Erzincan, Turquía, 1992	13
16.	México, 1985.....	14
17.	Adana-Ceyhan, Turkey, 1998	14
18.	Turquía, Izmit, 1999	15
19.	Suiza, 2001, c	16
20.	Suiza, 2001, d	16
21.	Suiza, 2001, e	17
22.	Suiza, 2001, f	17
23.	Suiza, 1998, a	18

24.	Suiza, 1998, b.....	19
25.	Suiza, 1996, a.....	19
26.	Suiza, 1996, b.....	20
27.	Pegado de placas de acero, Suiza, 1997	20
28.	Armenia, 1988.....	21
29.	Adana-Ceyhan, Turquía, 1998.....	22
30.	Northridge, California, 1994	23
31.	Umbría, Italia, 1997.....	23
32.	Erzincan, Turquía, 1992.....	24
33.	Esparta, Grecia, 464 A. C.	25
34.	Pompeya, Italia, 62 D. C.	25
35.	Vesubio, Pompeya, Italia, 79 D. C.	26
36.	Rostov-Velikii, Rusia, 1130	26
37.	San Salvador, El Salvador, 14 de abril 1854	27
38.	Siberia, 1865.....	27
39.	Valparaíso, Chile, 16 de agosto de 1906	28
40.	Tokio, Japón, 01 de septiembre de 1923.....	28
41.	Colapso de casas construidas cerca de laderas, Guatemala, 4 de febrero de 1976.....	29
42.	Casas con muros de adobe incapaz de resistir las fuerzas sísmicas, Guatemala, 4 de febrero de 1976	29
43.	Liceo Javier, colapso parcial en muros no estructurales y falla por corte en columnas captivas, Guatemala, 4 de febrero de 1976.....	30
44.	Falla por corte en columna cativa y daños en fachada, Guatemala, 4 de febrero de 1976.....	30
45.	Colapso de edificio Hotel Terminal, mecanismo de bisagra en el tercer nivel y falla por corte en columnas, Guatemala, 4 de febrero de 1976.....	31

46.	Hotel Camino Real, fallas únicamente en la fachada, Guatemala, 4 de febrero de 1976.....	31
47.	Deslizamiento de tierra en carretera CA-1 hasta Nahualá, Guatemala, 7 de noviembre de 2012	32
48.	Asentamiento en el municipio de Colomba, Coatepeque, Quetzaltenango, Guatemala, 7 de noviembre de 2012	32
49.	Área urbana de San Marcos. Daños en estructuras de adobe, Guatemala, 7 de noviembre de 2012	33
50.	Área urbana de San Marcos. Falla típica en construcciones de bajareque, Guatemala, 7 de noviembre de 2012	33
51.	San Marcos: inadecuada configuración estructural en viviendas de mampostería, Guatemala, 7 de noviembre de 2012	34
52.	San Marcos: daños estructurales debido a inadecuada configuración estructural y mala calidad de materiales de construcción, Guatemala, 7 de noviembre de 2012	34
53.	Falla por corte en columna captiva, Guatemala, 7 de noviembre de 2012	35
54.	Hospital General, falla por corte en columnas captivas, Managua, 23 de diciembre de 1972.....	35
55.	Edificio El Faro después del terremoto, Chile, 3 de marzo de 1985....	36
56.	Falla en las columnas debido al refuerzo lateral insuficiente, México, 1985.....	36
57.	Colapso debido a la falla de columnas, México, 1985.....	37
58.	Daño local debido a golpeteo entre edificios, Santa Cruz, Loma Prieta, California, 1989.....	37
59.	Falla por corte en todas las columnas de los marcos resistentes a momento, Northridge, 1994.....	38
60.	Edificio con piso débil, se aprecia un amplio espaciamiento entre muros estructurales con irregularidades, Chile, 2010	38

61.	Daño en estructura de marcos estructurales con relleno de mampostería, Haití, 2010.....	39
62.	Construcciones de piedra y barro, Gediz, Turquía, 1970.....	39
63.	Marcos de concreto reforzado con relleno de mampostería, Gediz, Turquía, 1970	40
64.	Piso débil, colapso parcial del edificio, Rumania, 1977	40
65.	Falla típica por corte en columna confinada por muro de ladrillo, Grecia, 1981	41
66.	Muros colocados excéntricamente en marcos de concreto reforzado, cambio drástico en el área plana de un techo, Grecia, 1981	41
67.	Formas sencillas y complejas en planta y elevación.....	47
68.	Formas de la planta	49
69.	Formas irregulares en altura	50
70.	Irregularidades en estructuras	51
71.	Torsión	56
72.	Derivas y estabilidad.....	60
73.	Muros estructurales en la periferia.....	62
74.	Muros estructurales en el interior.....	63
75.	Refuerzo con diagonales	64
76.	Refuerzo en edificación	65
77.	Máximo ancho efectivo de una viga ancha y refuerzo transversal requerido.....	69
78.	Requisitos de refuerzo para los miembros de flexión de marcos especiales resistentes a momento.....	70
79.	Detalle típico de empalme	71
80.	Estribos cerrados de confinamiento.....	73
81.	Diagrama de fuerzas de corte para elementos a flexión en marcos especiales resistentes a momento.....	75

82.	Columna fuerte viga débil, requisitos para marcos especiales resistentes a momento	78
83.	Detalle de empalme por traslapo en columnas de marcos especiales resistentes a momento	80
84.	Zuncho o estribo circular de refuerzo	82
85.	Estribo rectangular de refuerzo	83
86.	Refuerzo transversal en columnas	84
87.	Columnas soportando miembros rígidos discontinuos	86
88.	Casos de cargas para diseño de refuerzo de cortante en columnas de marcos especiales resistentes a momento	87
89.	Corte horizontal en el nudo	88
90.	Área efectiva del nudo.....	90
91.	Valores de γ para las conexiones tipo 2	92
92.	Gancho estándar de 90°	93

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura del elemento
A_g	Área bruta de la sección
A_{s max}	Área de acero máximo
A_s	Área de refuerzo a tracción o compresión
A_{s min}	Área mínima de refuerzo de flexión
ρ_{max}	Cuantía de refuerzo máximo
ρ_{min}	Cuantía de refuerzo mínimo
S	Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal o refuerzo transversal.
Φ	Factor de reducción de resistencia
P_u	Fuerza axial mayorada
%	Porcentaje
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto.
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto).
Análisis	Estudio que abarca cálculo para determinar el comportamiento de una estructura a través de los diagrama de momentos, corte y deflexión.
Carga axial	Fuerza que es aplicada en el centro geométrico de la sección transversal de un miembro.
Carga de servicio	Todas las cargas estáticas o transitorias que se imponen a la estructura o elemento estructural debido al uso de la edificación sin factores de cargas.
Carga gravitacional	Cargas que actúan hacia abajo y que son causadas por la aceleración de la gravedad, actuando sobre la masa de los elementos generando las cargas muertas y vivas.
Centro de masa	Punto en el cual se concentra la masa de un piso.
Centro de rigidez	Punto en el cual se concentra la rigidez de un piso.
Diseño	Planificación sobre algo.

Ductilidad	Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, que presentan algunos materiales.
Estribo	Pieza de acero de forma rectangular.
Estructura	Se refiere a los pisos y techos diseñados para transmitir fuerzas horizontales, a través de las vigas y columnas hacia los cimientos.
Marcos	Parte de una estructura compuesta por columnas y vigas.
Momento	Magnitud que resulta de la multiplicación de una fuerza por una distancia a un punto referente.
Rigidez	Propiedad de un elemento que no permite que se doble.

RESUMEN

Una imagen dice más que mil palabras, por lo tanto se presenta una guía de diseño muy gráfica para ayudar al interesado en la materia a comprender los conceptos detrás del análisis y diseño estructural de marcos rígidos.

En el primer capítulo se presenta un estudio detallado de fallas en edificios bajo terremotos pasados, indicando qué se hizo mal y cómo evitar las malas prácticas.

En el segundo capítulo se presentan los conceptos para la mitigación de desastres, enfatizando los problemas que pueden surgir debido a una mala configuración. También se discuten los elementos no estructurales que pueden causar numerosas muertes y muchas veces no se le presta la atención necesaria.

En el tercer capítulo se presentan los requisitos mínimos para marcos especiales resistentes a momento, los cuales se basan principalmente en el capítulo 21 del ACI 318-11. Dichos requisitos se presentan en el orden en que el diseñador los debe ir verificando y aplicando.

OBJETIVOS

General

Proporcionar un documento que ayude al estudiante de ingeniería civil en la formación de un buen criterio estructural en el área de análisis y diseño estructural bajo cargas sísmicas, como también en la forma de proveer ductilidad.

Específicos

1. Dar a conocer las lecciones que han dejado los terremotos más recientes, en nuestro país y en otras regiones del mundo.
2. Identificar las fallas más comunes en terremotos pasados.
3. Discutir la vulnerabilidad estructural de un edificio.
4. Citar los conceptos fundamentales de diseño sismorresistente.
5. Comparar la configuración arquitectónica y estructural de distintas edificaciones.
6. Enfatizar la importancia de la ductilidad en los sistemas estructurales de concreto reforzado.

INTRODUCCIÓN

En Guatemala la mayoría de edificaciones son de concreto armado debido a su relativo bajo costo y poco mantenimiento. Una de las diferentes formas de construcción es el uso de marcos resistentes a momento para edificios de hasta alrededor de quince niveles. Es posible construir edificios más altos pero requieren de otro tipo de sistema resistente a cargas laterales más rígido, como pueden ser los muros de corte. En este documento se discute solo la primera opción.

Sin embargo, el diseño de dichos marcos se debe basar en las normas existentes para el diseño y la construcción de edificaciones en zonas de alto riesgo sísmico, teniendo como prioridad, minimizar grandes daños y evitar el colapso para proteger la vida de sus ocupantes. Aunque para algunas estructuras, debido a su naturaleza o importancia para la sociedad, este criterio no es suficiente, es deseable asegurar también el funcionamiento de la estructura después de un fuerte sismo, como es el caso de hospitales, estaciones de bomberos, plantas con químicos peligrosos, entre otras.

La forma más efectiva de lograr este objetivo es proveyendo ductilidad, la cual le permite a una estructura disipar la energía del sismo dentro del rango de deformaciones inelásticas pero manteniendo un buen porcentaje de su resistencia inicial. Dentro del procedimiento básico del diseño de los elementos estructurales, también se debe tomar en cuenta la configuración arquitectónica y estructural, tanto en planta como en elevación.

Además, este trabajo presenta un estudio de las fallas más comunes en edificaciones ocurridas en terremotos pasados. Esto representa una gran ayuda visual al estudiante, ya que le permite evitar ciertas prácticas que sin duda resultarían en fallas ante futuros sismos. Luego se presentan los problemas que pueden surgir debido a una mala configuración arquitectónica y como evitarlos.

Finalmente, se presentan los requisitos de diseño y armado para marcos especiales resistentes a momentos (capítulo 21 del ACI 318-11), los cuales se utilizan en zonas de alta sismicidad.

1. LECCIONES DE TERREMOTOS PASADOS Y FALLAS EN EDIFICIOS

1.1. Lecciones de terremotos pasados

A continuación se presentan fallas de terremotos pasados que dejaron lecciones para tomar en cuenta dentro del diseño estructural.

1.1.1. Evitar piso débil en planta baja

Muchos edificios que fallan parcial o totalmente durante un sismo de alta duración e intensidad pueden ser causados por grandes cambios en la rigidez de los pisos, especialmente en el primer piso, por lo tanto se desarrolla un piso débil. También existen muros que están disponibles en plantas superiores y son omitidos en plantas bajas y son sustituidos por columnas. “Las columnas en el primer nivel a menudo son dañadas por desplazamientos cíclicos y por la formación de articulaciones en los extremos de las mismas que conducen a un mecanismo de colapso”.¹

Los mecanismos de balanceo a menudo son inevitables cuando se tienen piso débil en la planta baja; esto crea un mecanismo de colapso (ver figuras 1 y 2).

¹ BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 15.

Figura 1. **Friuli, Italia, 1976**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 15.

Figura 2. **Izmit, Turquía, 1999, a**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 15.

Aquí las columnas frontales se inclinan en su dirección más débil y las columnas posteriores han fallado completamente.

Figura 3. **Izmit, Turquía, 1999, b**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 15.

La parte apoyada del edificio colapsó sobre la planta baja y se muestran los restos de la columna izquierda de la planta baja, ver figura 4.

Figura 4. **Kobe, Japón, 1995, a**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 17.

Este edificio de varios pisos se salvó del colapso gracias a las resistentes columnas diseñadas con un detallado refuerzo de confinamiento (ver figura 5).

Figura 5. **Taiwán, 1999**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 17.

1.1.2. Evitar piso débil en plantas superiores

Un piso superior también puede ser débil en comparación con otros si el arriostramiento lateral se debilita o se omite, o si la resistencia horizontal se reduce considerablemente en algún piso determinado. Las consecuencias pueden ser un peligroso mecanismo de colapso.

El tercer nivel de este edificio colapsó por completo, los pisos superiores se derrumbaron sobre él (ver figura 6).

Figura 6. **Kobe, Japón, 1995, b**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 19.

Este edificio de oficinas falló en un piso superior y se derrumbó toda la parte superior sobre él, todo el edificio rota y se inclina hacia adelante. También se puede observar en un acercamiento el piso débil colapsado.

Figura 7. **Kobe, Japón, 1995, c**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 19.

Los pisos superiores de este edificio eran muy débiles.

Figura 8. **Izmit, Turquía, 1999, c**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 20.

1.1.3. Evitar arriostramientos asimétricos

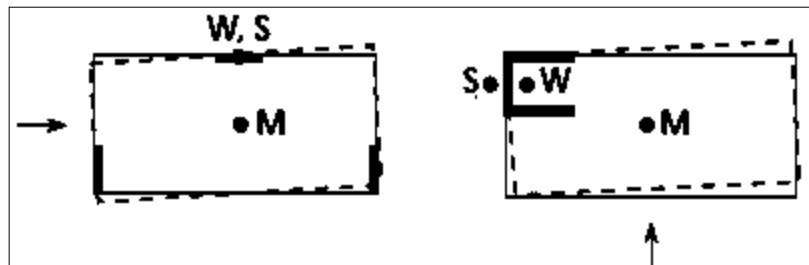
El diseño asimétrico es una de las causas del colapso de edificios en un terremoto, en la figura 9, se representan los elementos de arriostramiento como muros y cerchas. Las columnas no están señaladas porque su acción contra fuerzas y desplazamientos horizontales es muy pequeña en estos sistemas. Las columnas que se encargan de transmitir las fuerzas verticales, también deben ser capaces de soportar los desplazamientos horizontales de la estructura sin perder su capacidad de carga.

En este diseño, cada edificio tiene un centro de masa M o centro de gravedad de todas las masas, a través del cual se supone que actúan todas las fuerzas de inercia, un centro de resistencia W para las fuerzas horizontales y un centro de rigidez S o centro de corte.

El punto W es el centro de gravedad de la flexión y la resistencia del marco de los elementos estructurales a lo largo de los dos ejes principales. Si el centro de resistencia y el centro de masa no coinciden se produce excentricidad y torsión. Aun si estos dos puntos coinciden, los códigos de diseño establecen que se debe tomar en cuenta una excentricidad accidental.

“La torsión genera desplazamientos significativos entre la parte inferior y superior de las columnas más alejadas del centro de rigidez y estos a menudo fallan rápidamente. Por lo tanto el centro de resistencia W debe estar muy cerca del centro de masa M, y debe disponer de suficiente resistencia a la torsión. Esto puede lograrse con un diseño simétrico de los elementos de arriostramiento lateral. Estos deberán ser ubicados, si es posible, a lo largo de los bordes del edificio o suficientemente lejos del centro de masa M”.²

Figura 9. Evitar arriostramiento horizontal asimétrico



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 21.

² BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 21.

Este edificio nuevo (ver figura 10) tiene losas planas y pequeñas columnas diseñadas para transmitir cargas gravitacionales. El único refuerzo contra desplazamientos y cargas horizontales es un núcleo de elevador de concreto armado y la sección de escaleras, ubicados asimétricamente en la esquina del edificio. Se crea una gran excentricidad entre los centros de masa y rigidez. Los efectos de torsión darán lugar a grandes desplazamientos en las columnas que estén más alejadas del eje y el peligro de punzonamiento que esto implica.

Una mejora de esto sería construir dos muros principales en toda la altura de la fachada de la edificación en la esquina opuesta del elevador.

Figura 10. **Suiza, 1994**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 21.

Este edificio de oficinas (ver figura 11) tenía un muro en la parte posterior derecha y también más excentricidad en la parte posterior. Las columnas frontales fallaron y el edificio colapsó bajo el efecto de torsión.

Figura 11. **Kobe, Japón, 1995, d**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 22.

En la parte posterior, esta casa comparte un muro sólido y rígido con otra casa, en el frente, la fachada es mucho más débil, por lo que el centro de resistencia y rigidez están situados en la parte posterior del edificio. La casa torsionó fuertemente en el plano horizontal, pero no colapsó (ver figura 12).

Figura 12. **Umbría, Italia, 1997**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 23.

1.1.4. Discontinuidades causan problemas de rigidez y resistencia

Modificaciones en la sección transversal de arriostramiento, en la altura de un edificio provoca discontinuidad y cambios bruscos en la rigidez y la resistencia del edificio.

La transición de un muro estructural de concreto armado a un marco estructural causa grandes discontinuidades en la rigidez y resistencia. Durante un terremoto, el muro en voladizo de concreto armado (detrás de la cortina) inducirá esfuerzos a las columnas que ya están altamente cargadas en la planta baja del edificio (ver figura 13).

Figura 13. Suiza, 2001, a



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 25.

1.1.5. Evitar la combinación de sistemas con columnas y muros estructurales

“La combinación de sistemas estructurales de columnas de concreto y muros estructurales de mampostería tienen un comportamiento muy desfavorable durante un terremoto. Las columnas en combinación con las vigas o losas forman marcos que tienen una rigidez horizontal mucho menor que los muros de mampostería. Cuando estos fallan debido a las acciones sísmicas o deflexiones, ya no pueden transmitir cargas gravitacionales y esto generalmente conduce al colapso del edificio”.³

³ BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 28.

Este muro diseñado debajo de las gradas, es probable que sea destruido por un terremoto relativamente pequeño y esto podría resultar en el colapso total del edificio.

Figura 14. Suiza, 2001, b



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 28.

1.1.6. Evitar rigidizar marcos con relleno de mampostería

Es una opción muy común, rellenar los marcos estructurales con muros de mampostería y esto mejora el comportamiento bajo cargas horizontales, incluyendo la acción de los sismos, pero esto solo funciona para cargas pequeñas y siempre y cuando la mampostería este intacta. La combinación de dos tipos de construcciones, difícilmente trabaja bien durante un sismo. La estructura de marcos es relativamente flexible y dúctil, mientras que la mampostería no reforzada es muy rígida y frágil y se puede fisurar bajo el efecto de pequeñas deformaciones.

En la siguiente figura se puede observar que las columnas del edificio fueron más fuertes y la mampostería colapsó mientras que el marco continuó en pie. La falla de elementos no estructurales (como muros divisorios, ventanas, fachaletas, entre otros) es una de las principales causas de lesiones o muertes en los ocupantes en edificios.

Figura 15. **Erzincan, Turquía, 1992**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 29.

En este caso, al fallar la mampostería, las columnas experimentaron daños significativos difíciles de reparar, sin embargo el marco permaneció en pie (ver figura 16).

Figura 16. **México, 1985**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 30.

Este es un ejemplo de falla por columna captiva, producido por la mampostería.

Figura 17. **Adana-Ceyhan, Turkey, 1998**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 31.

Estas grietas en diagonal son un caso típico de fallas por corte en rellenos de mampostería en marcos estructurales.

Figura 18. **Turquía, Izmit, 1999**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 31.

1.1.7. Edificios de mampostería con muros de concreto estructural

“La mampostería es un buen material de construcción en términos de aislamiento térmico y buena capacidad para transmitir las cargas verticales. Sin embargo para acciones sísmicas no es muy adecuada. Por un lado, son relativamente rígidas y experimentan grandes cargas durante terremotos. Por otro lado, los muros de mampostería no reforzados son bastante frágiles y generalmente son capaces de disipar muy poca energía. Una posible solución sería reforzar los edificios de muros de mampostería no reforzada con muros de concreto estructural”.⁴

⁴ BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 32.

Estas nuevas estructuras, sin el arriostramiento de muros estructurales de concreto armado, son extremadamente vulnerables a la acción de un terremoto.

Figura 19. **Suiza, 2001, c**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 32.

Este nuevo edificio de vivienda de tres niveles con muros de mampostería no reforzada, se reforzó longitudinalmente con muros de concreto estructural en cada fachada, y transversalmente en su interior.

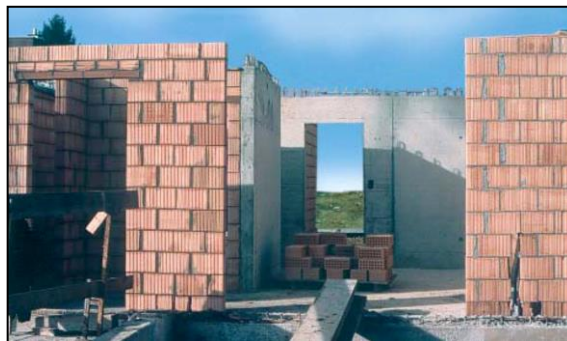
Figura 20. **Suiza, 2001, d**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 32.

Esta nueva edificación de 4 niveles se reforzó con un muro de concreto estructural en cada dirección principal, también hay un muro de mampostería a lo largo en ambas direcciones que tiene un refuerzo horizontal y está anclado al muro de concreto (ver figura 21).

Figura 21. **Suiza, 2001, e**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 33.

Figura 22. **Suiza, 2001, f**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 33.

1.1.8. Refuerzo estructural en muros de mampostería para resistir fuerzas horizontales

Colocar un acero de refuerzo mínimo en ambas direcciones puede mejorar la resistencia de los muros, aumentando su ductilidad. De esta forma los muros reforzados pueden ser considerados como muros estructurales para resistir fuerzas horizontales en algunos casos.

La mampostería reforzada requiere de bloques especiales, para incorporar y recubrir las varillas de refuerzo verticales. Las dos figuras muestran el desarrollo en la industria de la mampostería de ladrillo.

Figura 23. Suiza, 1998, a



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 34.

Este tipo de refuerzo vertical esta anclado en la parte inferior y superior con las varillas en forma de U que se extienden en dos hileras de ladrillo. Las varillas utilizadas para anclar los muros a las losas o muros inferiores son muy importantes (ver figura 24).

Figura 24. **Suiza, 1998, b**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 35.

El pretensado vertical también puede mejorar el comportamiento de muros de mampostería durante un terremoto, incrementando su resistencia vertical, aunque esta práctica no es común en Guatemala (ver figura 25).

Figura 25. **Suiza, 1996, a**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 35.

Se puede mejorar la resistencia y ductilidad de muros de mampostería en edificios existentes con fibra de carbono, refuerzo de placa de acero, entre otros (ver figuras 26 y 27).

Figura 26. **Suiza, 1996, b**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 36.

Figura 27. **Pegado de placas de acero, Suiza, 1997**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 36.

1.1.9. Evitar combinar elementos estructurales y no estructurales

“Si se incorporan muros no estructurales y elementos de fachada en una estructura horizontal suave, por ejemplo, una estructura de marcos, sin utilizar juntas que los unan; se puede desarrollar un daño sustancial incluso durante los terremotos relativamente pequeños. La experiencia demuestra que en tales casos es necesario demoler el edificio, a pesar de que la estructura no haya sufrido daño severo”.⁵

En esta estructura los muros divisorios no estructurales fueron destruidos, aunque toda la estructura se deformó solamente un poco, apenas sufrió daño.

Figura 28. **Armenia, 1988**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 38.

⁵ BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 38.

Aquí se ve que el muro divisorio colapsó durante un terremoto y simplemente lo reconstruyen, sabiendo que volverá a caer durante el próximo terremoto.

Figura 29. **Adana-Ceyhan, Turquía, 1998**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 38.

1.1.10. Evitar columnas cortas (columna captiva)

Las grietas en diagonal y las fallas por corte casi provocan el colapso en un edificio de estacionamiento (ver figura 30).

En este caso, las columnas de mampostería en la planta baja trabajan como columnas cortas, se notan los daños y las grietas en diagonal (ver figura 31).

Figura 30. **Northridge, California, 1994**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 42.

Figura 31. **Umbría, Italia, 1997**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.* p. 43.

Falla por corte en columna captiva en planta baja del edificio, provocó el colapso parcial del mismo.

Figura 32. **Erzincan, Turquía, 1992**



Fuente: BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. p. 43.

1.2. **Fallas en edificios**

Entre las causas más comunes que facilitan el fallo y el colapso de edificaciones están: efecto de columna captiva, confinamiento deficiente en columnas, configuración inadecuada en planta y elevación, golpeteo entre edificios, entre otras.

1.2.1. Terremotos históricos

A continuación se presentan ilustraciones de terremotos históricos con daños significativos.

Figura 33. **Esparta, Grecia, 464 A. C.**



Fuente: National Information Service for Earthquake Engineering. *Earthquakes*.
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/browse.html>. Consulta: 5 de octubre de 2015.

Figura 34. **Pompeya, Italia, 62 D. C.**



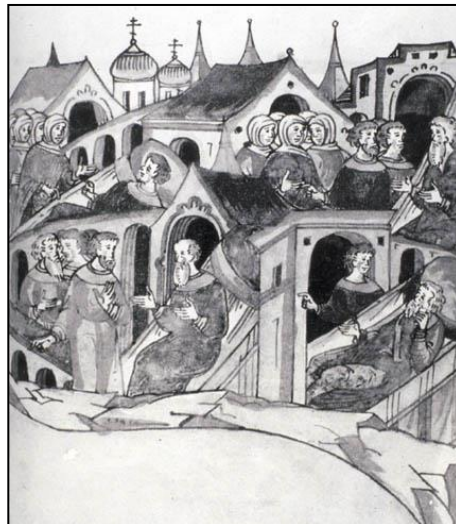
Fuente: National Information Service for Earthquake Engineering. *Earthquakes*.
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/browse.html>. Consulta: 5 de octubre de 2015

Figura 35. **Vesubio, Pompeya, Italia, 79 D. C.**



Fuente: National Information Service for Earthquake Engineering. *Earthquakes*.
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/browse.html>. Consulta: 5 de octubre de 2015.

Figura 36. **Rostov-Velikii, Rusia, 1130**



Fuente: National Information Service for Earthquake Engineering. *Earthquakes*.
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/browse.html>. Consulta: 5 de octubre de 2015.

Figura 37. **San Salvador, El Salvador, 14 de abril 1854**



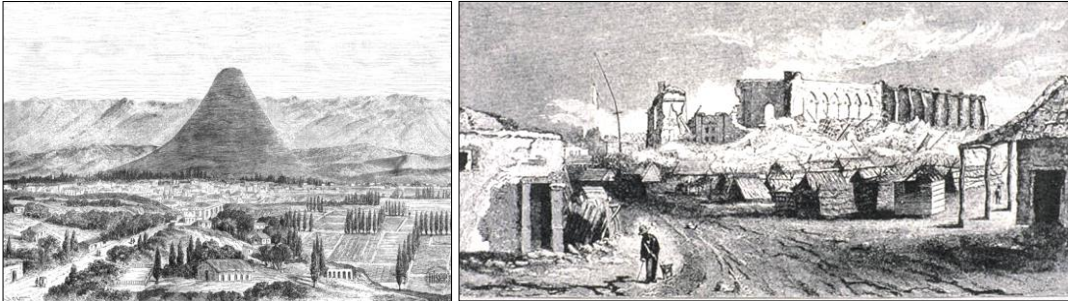
Fuente: National Information Service for Earthquake Engineering. *Earthquakes*.
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/browse.html>. Consulta: 5 de octubre de 2015.

Figura 38. **Siberia, 1865**



Fuente: National Information Service for Earthquake Engineering. *Earthquakes*.
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/browse.html>. Consulta: 5 de octubre de 2015.

Figura 39. **Valparaíso, Chile, 16 de agosto de 1906**



Fuente: National Information Service for Earthquake Engineering. *Earthquakes*.
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/browse.html>. Consulta: 5 de octubre de 2015.

Figura 40. **Tokio, Japón, 01 de septiembre de 1923**



Fuente: National Information Service for Earthquake Engineering. *Earthquakes*.
<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/browse.html>. Consulta: 5 de octubre de 2015.

1.2.2. Terremotos en el mundo

A continuación se presentan imágenes de terremotos y fallas en edificaciones.

Figura 41. **Colapso de casas construidas cerca de laderas, Guatemala, 4 de febrero de 1976**



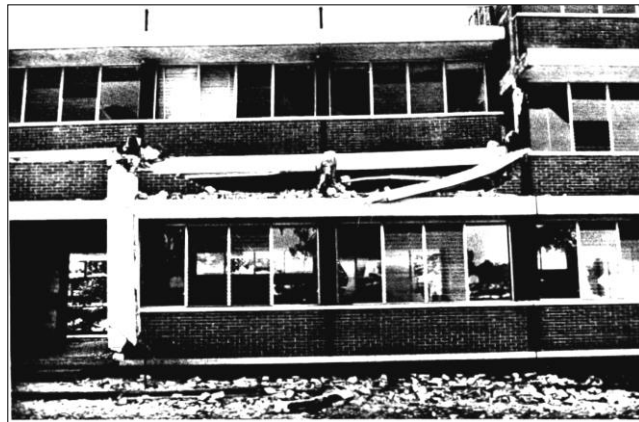
Fuente: HARP, Edwin; WILSON, Raymond; WIECZOREK, Gerald. Estudio geológico profesional 1204-A. Terremoto de Guatemala 4 de Febrero de 1976. p. 7.

Figura 42. **Casas con muros de adobe incapaz de resistir las fuerzas sísmicas, Guatemala, 4 de febrero de 1976**



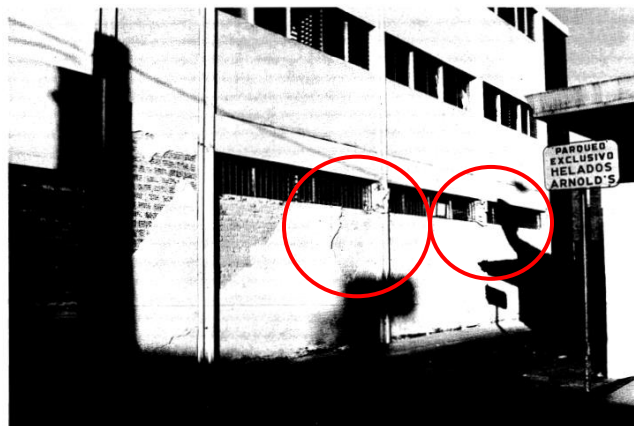
Fuente: SOZEN, Mate A; ROESSET, José. *Reporte del daño estructural causado por el terremoto de 1976 en Guatemala*. p. 37.

Figura 43. Liceo Javier, colapso parcial en muros no estructurales y falla por corte en columnas captivas, Guatemala, 4 de febrero de 1976



Fuente: SOZEN, Mate A; ROESSET, José. *Reporte del daño estructural causado por el terremoto de 1976 en Guatemala*. p. 45.

Figura 44. Falla por corte en columna cativa y daños en fachada, Guatemala, 4 de febrero de 1976



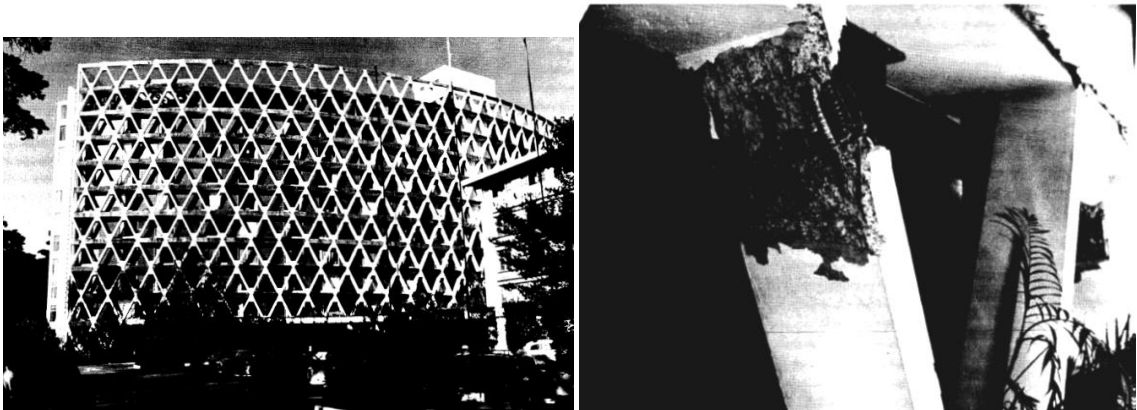
Fuente: SOZEN, Mate A; ROESSET, José. *Reporte del daño estructural causado por el terremoto de 1976 en Guatemala*. p. 50.

Figura 45. **Colapso de edificio Hotel Terminal, mecanismo de bisagra en el tercer nivel y falla por corte en columnas, Guatemala, 4 de febrero de 1976**



Fuente: SOZEN, Mate A; ROESSET, José. *Reporte del daño estructural causado por el terremoto de 1976 en Guatemala*. p. 53.

Figura 46. **Hotel Camino Real, fallas únicamente en la fachada, Guatemala, 4 de febrero de 1976**



Fuente: SOZEN, Mate A; ROESSET, José. *Reporte del daño estructural causado por el terremoto de 1976 en Guatemala*. p. 64.

Figura 47. **Deslizamiento de tierra en carretera CA-1 hasta Nahualá, Guatemala, 7 de noviembre de 2012**



Fuente: EERI. AGIES. *Reporte del terremoto de 2012 en Guatemala y sus implicaciones para la mitigación y reducción de desastres. Instituto de investigación de ingeniería. p. 11.*

Figura 48. **Asentamiento en el municipio de Colomba, Coatepeque, Quetzaltenango, Guatemala, 7 de noviembre de 2012**



Fuente: EERI. AGIES. *Reporte del terremoto de 2012 en Guatemala y sus implicaciones para la mitigación y reducción de desastres. Instituto de investigación de ingeniería. p. 13.*

Figura 49. **Área urbana de San Marcos. Daños en estructuras de adobe, Guatemala, 7 de noviembre de 2012**



Fuente: EERI. AGIES. *Reporte del terremoto de 2012 en Guatemala y sus implicaciones para la mitigación y reducción de desastres. Instituto de investigación de ingeniería. p. 14.*

Figura 50. **Área urbana de San Marcos. Falla típica en construcciones de bajareque, Guatemala, 7 de noviembre de 2012**



Fuente: EERI. AGIES. *Reporte del terremoto de 2012 en Guatemala y sus implicaciones para la mitigación y reducción de desastres. Instituto de investigación de ingeniería. p. 14.*

Figura 51. **San Marcos: inadecuada configuración estructural en viviendas de mampostería, Guatemala, 7 de noviembre de 2012**



Fuente: EERI. AGIES. *Reporte del terremoto de 2012 en Guatemala y sus implicaciones para la mitigación y reducción de desastres. Instituto de investigación de ingeniería. p. 16.*

Figura 52. **San Marcos: daños estructurales debido a inadecuada configuración estructural y mala calidad de materiales de construcción, Guatemala, 7 de noviembre de 2012**



Fuente: EERI. AGIES. *Reporte del terremoto de 2012 en Guatemala y sus implicaciones para la mitigación y reducción de desastres. Instituto de investigación de ingeniería. p. 16.*

Figura 53. **Falla por corte en columna captiva, Guatemala, 7 de noviembre de 2012**



Fuente: EERI. AGIES. *Reporte del terremoto de 2012 en Guatemala y sus implicaciones para la mitigación y reducción de desastres. Instituto de investigación de ingeniería.* p. 18.

Figura 54. **Hospital General, falla por corte en columnas captivas, Managua, 23 de diciembre de 1972**



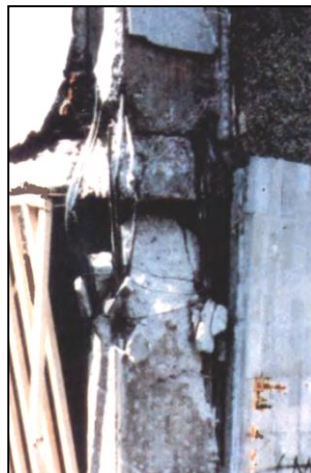
Fuente: SOZEN, Mete A; MATTHIESEN, R. B. *Reporte del terremoto de Managua el 23 de diciembre de 1972.* p. 107.

Figura 55. **Edificio El Faro después del terremoto, Chile, 3 de marzo de 1985**



Fuente: WOOD, Sharon L; WIGHT, James K, MOEHLE, Jack P. *Reporte del Terremoto de Chile de 1985. Observaciones sobre la construcción antisísmica en Viña del Mar.* p. 120.

Figura 56. **Falla en las columnas debido al refuerzo lateral insuficiente, México, 1985**



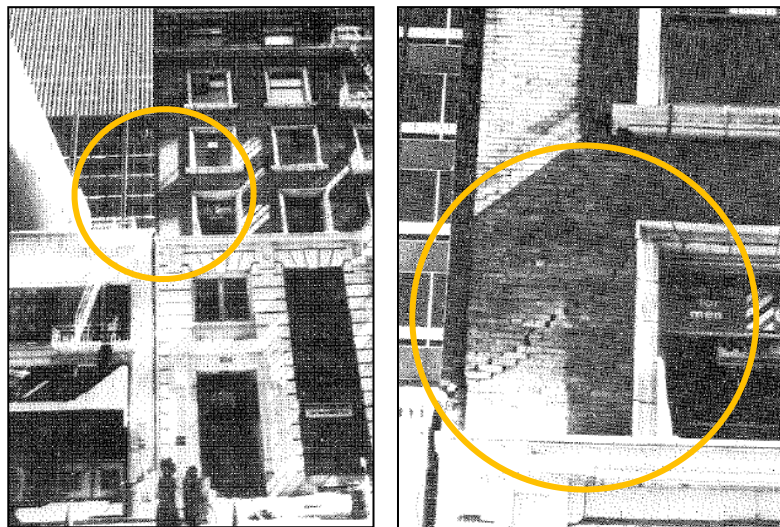
Fuente: ROSENBLUETH, Emilio; MELI, Roberto. *Reporte del terremoto de 1985. Causas y efectos en la ciudad de México.* p. 30.

Figura 57. **Colapso debido a la falla de columnas, México, 1985**



Fuente: ROSENBLUETH, Emilio; MELI, Roberto. *Reporte del terremoto de 1985. Causas y efectos en la ciudad de México.* p. 30.

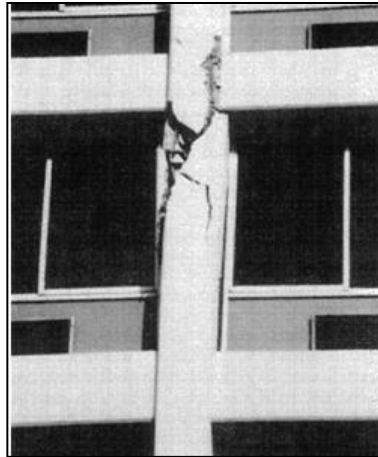
Figura 58. **Daño local debido a golpeteo entre edificios, Santa Cruz, Loma Prieta, California, 1989**



Fuente: ASTANEH, Abolhassan; BERTERO, Vitelmo V; BOLT, Bruce A. *Reporte preliminar sobre aspectos de ingeniería sísmica en el terremoto de Santa Cruz el 17 de octubre de 1989.*

p. 42.

Figura 59. **Falla por corte en todas las columnas de los marcos resistentes a momento, Northridge, 1994**



Fuente: MOEHLE, Jack P. *Reporte preliminar sobre aspectos de ingeniería sísmica del terremoto de Northridge el 17 de enero de 1994.* p. 6-8.

Figura 60. **Edificio con piso débil, se aprecia un amplio espaciamento entre muros estructurales con irregularidades, Chile, 2010**



Fuente: MEDINA, Francisco; YANEV, Peter I; YANEV, Alexander P. *Resumen preliminar de daños y recomendaciones de ingeniería del terremoto de Chile el 7 de febrero de 2010.* p. 10.

Figura 61. **Daño en estructura de marcos estructurales con relleno de mampostería, Haití, 2010**



Fuente: EBERHARD, Marc O; BALDRIDGE, Steven; MARSHALL, Justin; MOONEY, Walter; RIX, Glenn J. *Reporte del terremoto de Haití del 12 de enero de 2010*. p. 19.

Figura 62. **Construcciones de piedra y barro, Gediz, Turquía, 1970**



Fuente: PENZIEN, Joseph; HANSON, Robert D. *Reporte del terremoto de Gediz, Turquía de 1970*. p. 24.

Figura 63. **Marcos de concreto reforzado con relleno de mampostería, Gediz, Turquía, 1970**



Fuente: PENZIEN, Joseph; HANSON, Robert D. *Reporte del terremoto de Gediz, Turquía de 1970*. p. 46.

Figura 64. **Piso débil, colapso parcial del edificio, Rumania, 1977**



Fuente: BERG, Glen V; BOLT, Bruce A; SOZEN, Mete A; ROAHN, Christopher. *Reporte del terremoto de Rumania el 4 de marzo de 1977*. p. 19.

Figura 65. **Falla típica por corte en columna confinada por muro de ladrillo, Grecia, 1981**



Fuente: CARYDIS, Panayotis G; TILFORD, Norman R; BRANDOW, Gregg E; JIRSA, James O.
Reporte del terremoto de Grecia de febrero-marzo de 1981. p. 64.

Figura 66. **Muros colocados excéntricamente en marcos de concreto reforzado, cambio drástico en el área plana de un techo, Grecia, 1981**



Fuente: CARYDIS, Panayotis G; TILFORD, Norman R; BRANDOW, Gregg E; JIRSA, James O.
Reporte del terremoto de Grecia de febrero-marzo de 1981. p. 55.

2. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL Y MITIGACIÓN DE DESASTRES

2.1. Conceptos generales

Vulnerabilidad estructural es el riesgo que presenta una estructura frente a posibles daños en determinadas partes de un edificio que lo mantienen en pie. Estas partes son los cimientos, columnas, muros, vigas, losas y diafragmas.

La implementación de las medidas de prevención y mitigación en edificios dependerán de si estos ya existen o están por construirse; por ejemplo, la parte estructural debe ser considerada durante la etapa de diseño y construcción, cuando se trata de un edificio nuevo, o durante una etapa de reparación, remodelación o mantenimiento, cuando se trata de un edificio ya construido.

Por otra parte, en la planificación de un edificio nuevo, una de las mayores causas de daños en edificaciones han sido los diseños arquitectónico-estructurales nocivos. Está claro que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es muy dañado por los sismos. Por lo tanto, dada la naturaleza de los sismos, así como la posibilidad de sobrepasar el nivel de diseño; se debe evitar el planteamiento de configuraciones irregulares, esperando que el comportamiento de la estructura sea un poco más predecible.

En países de América Latina, muchos edificios fueron diseñados y construidos hace tiempo y otros no han sido diseñados ni construidos con normas sismorresistentes. Cuando existan dudas con respecto de que dichas edificaciones puedan seguir funcionando en zonas de riesgo sísmico, es

necesaria una revisión detallada sobre la capacidad de la estructura para soportar sismos moderados y fuertes, mediante estudios de vulnerabilidad con el fin de evitar grandes pérdidas humanas y económicas.

2.2. Daños estructurales

Los terremotos pasados muestran que en los países donde se diseña con una buena normativa sismorresistente, donde la construcción tiene mucha supervisión y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, los daños sobre la infraestructura son mínimos en comparación con otros sitios que no siguen normas sismorresistentes.

Es fundamental señalar que el hecho de diseñar según lo establecido en códigos, no siempre protege contra el daño producido por terremotos. Los códigos sísmicos establecen requisitos mínimos para resguardar la vida de los ocupantes y muchas veces no garantizan el funcionamiento de la edificación después del sismo.

“Los códigos no garantizan la seguridad contra enormes daños, ya que los códigos son reglamentos que establecen requisitos mínimos para evitar el colapso de las estructuras. Los códigos se actualizan continuamente de la mano con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan los terremotos pasados, que vendrían siendo pruebas de laboratorio a escala real”.⁶

⁶ Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 36.

La ductilidad y redundancia estructural son los medios más efectivos para proveer seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con poca resistencia y ductilidad.

Debido a fuertes sismos es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión. En vigas, se presentan grietas diagonales y falla de estribos, a causa de cortante y torsión, grietas verticales, falla del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y abajo de la sección como resultado de las cargas alternadas (reversión de esfuerzos).

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas, a causa del poco desarrollo del mismo y a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. Este es un tema que normalmente los diseñadores poco experimentados no toman en cuenta en el diseño.

La desproporción en alturas y cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía durante un sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobre esforzados.

La desproporción en masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos, por lo tanto se exige que se tenga en cuenta a la hora de diseñar una edificación.

Muchos edificios tienen únicamente los requisitos mínimos de diseño contra sismos, por lo cual la estructura debe tener mayor capacidad de disipación de energía mediante ductilidad en cada elemento y cada conexión de los elementos que usualmente serían los más vulnerables a la acción de los sismos.

2.3. Problemas de configuración arquitectónica y estructural

En la construcción se encuentran edificaciones con diseños simples y otras con esquemas de configuración complejos.

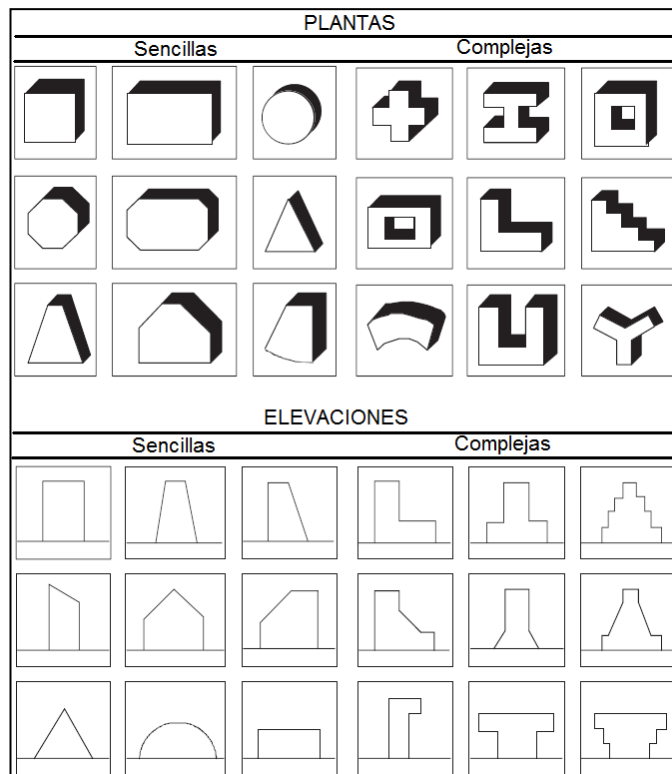
La configuración es el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación. En el diseño de un edificio es necesario tener en cuenta que una de las mayores causas de daños en edificaciones ha sido en el uso de esquemas de configuración arquitectónico estructural peligrosos (irregulares). “Es recomendable no alejarse de formas y esquemas estructurales simples, de lo contrario esto es dañado fuertemente por los sismos (según los daños vistos luego de un sismo de alta duración e intensidad)”.⁷

⁷ Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 41.

2.3.1. Configuración geométrica

Cada edificación tiene una configuración geométrica la cual tiene una respuesta sísmica diferente en cada caso. Los problemas de configuración deben ser enfrentados desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio, antes de la etapa de diseño.

Figura 67. Formas sencillas y complejas en planta y elevación



Fuente: ARNOLD, Christopher; REITHERMAN, Robert. *Configuración y diseño sísmico de edificios*. p. 43.

2.3.2. Problemas de configuración en planta

Estos problemas se ven en un plano horizontal, en relación con la forma y el espacio arquitectónico.

2.3.2.1. Longitud

La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma. Las edificaciones se mueven dependiendo del movimiento del terreno. Este movimiento es función del tipo de suelo y las propiedades de los estratos, ya que las ondas sísmicas se transmiten a distintas velocidades dependiendo del tipo de suelo. Los edificios cortos se acomodan más fácilmente a los movimientos sísmicos que los edificios largos.⁸

Por lo tanto, la solución para el problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica, de esta forma se considera cada parte como un edificio corto. Estas juntas deberán ser diseñadas para evitar golpeteo entre las diferentes particiones que compone el edificio.

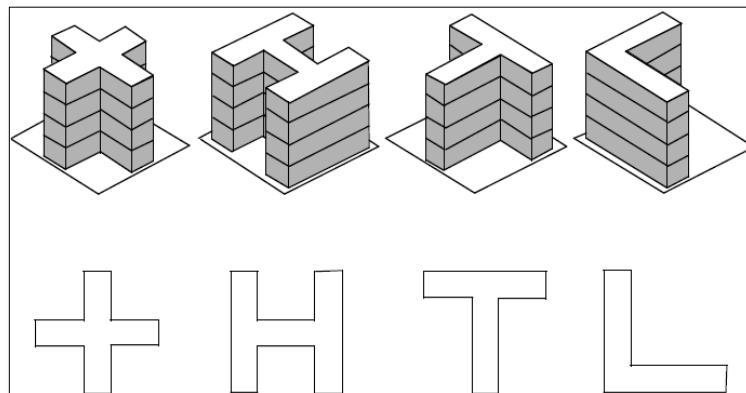
⁸ Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 42.

2.3.2.2. Concentración de esfuerzos debido a plantas complejas

Una planta compleja es la que si trazan una línea recta para unir dos de sus puntos mas alejados tiene un espacio fuera de la planta. Por ejemplo, cuando la planta está compuesta de alas orientadas en diferentes direcciones, formas en H, U, L. Este problema es muy común en hospitales, por ejemplo.

“En plantas irregulares las alas se pueden relacionar con un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales. Debido a esto aparecen grandes concentraciones de esfuerzos. Las grandes deformaciones pueden producir daños en los elementos no estructurales y aún en el diafragma de la planta”.⁹

Figura 68. Formas de la planta



Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 44.

⁹ Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 44.

Por lo tanto, la solución para este problema está en la introducción de juntas de dilatación sísmica, como las mencionadas para el caso de los edificios largos. Esto hace que cada partición tenga su propio movimiento sin estar unidos al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo de cada ala.

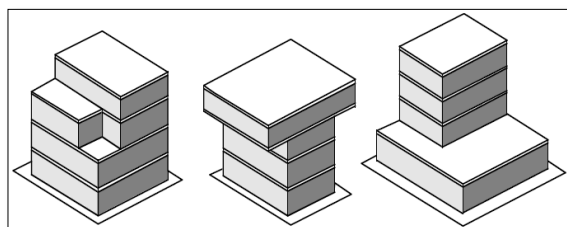
2.3.3. Problemas de configuración en elevación

Estos problemas se presentan debido a altas concentraciones de la masa total del edificio en algún nivel determinado.

2.3.3.1. Escalonamientos

Los escalonamientos en edificios se deben, por lo general a exigencias urbanas de iluminación y proporción de ambientes. Durante un sismo representaría un cambio brusco de rigidez y de masa. Por lo tanto, provoca una concentración de esfuerzos que producen daños en los pisos cercanos a la zona del cambio brusco. Conociendo esto se debe buscar que los cambios de masa sean lo más suave posible.

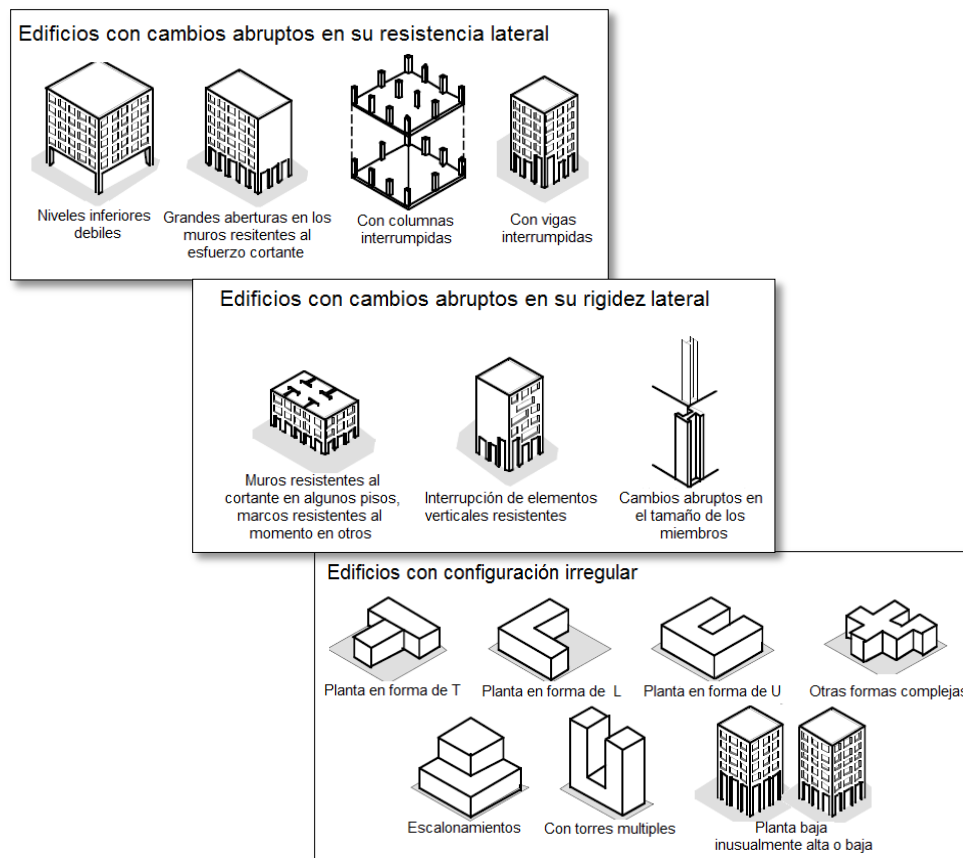
Figura 69. **Formas irregulares en altura**



Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.* p. 45.

Se deben evitar algunas configuraciones en edificaciones debido al comportamiento inadecuado que han experimentado durante sismos.

Figura 70. Irregularidades en estructuras



Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 46.

2.3.4. Configuración estructural

Es un aspecto muy importante y se debe tomar en cuenta para diseñar una estructura sismorresistente.

2.3.4.1. Concentración de masas

Este problema en si es cuando se concentran demasiadas masas en determinado nivel del edificio, ya sean elementos pesados, como equipos, depósitos, bodegas u otros elementos pesados. Si existe un nivel más pesado que otros y está ubicado a mayor altura; este nivel tendrá problemas al momento de un sismo, debido a que las aceleraciones sísmicas aumentan con la altura y por lo tanto hay una posibilidad mayor de volcamiento del equipo.

En el diseño arquitectónico se recomienda organizar cada ambiente para colocar pesos inusuales en sótanos o en construcciones separadas del edificio.

2.3.4.2. Columnas débiles

“Las columnas son las encargadas de transmitir las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie las edificaciones; si son dañadas pueden provocar una redistribución de cargas en los elementos de la estructura y como consecuencia, el colapso parcial o total de una edificación”.¹⁰

En el diseño sísmico de una estructura se busca que el daño producido por sismos intensos se dé en las vigas y no en las columnas, debido al mayor riesgo de colapso por el daño en columnas. Muchos edificios han fallado por esta causa, las cuales se agrupan en dos clases:

- Columnas de menor resistencia que las vigas
- Columnas cortas

¹⁰ Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 48.

Existen varias causas para que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente y se presente una columna corta:

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada o muros de contención.
- Disposición de losas en niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

2.3.4.3. Pisos suaves

Los pisos débiles o suaves tienen un esquema arquitectónico más vulnerable al daño sísmico que los restantes, debido a su menor rigidez, menor resistencia o ambas situaciones.

Un piso suave puede ser causa de:

- Diferencia de altura entre pisos
- Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso

La interrupción de elementos verticales de una estructura puede ser la causa de colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando la interrupción de los elementos verticales resistentes, como muros y columnas, se presenta en los pisos inferiores. El nivel donde se interrumpen los elementos es más flexible que los restantes, aumenta el problema de estabilidad y se origina un cambio brusco de rigidez que causa una mayor acumulación de energía en el piso más débil.

Estos son algunos casos donde se ve la interrupción de elementos verticales que ocurren por razones de espacio, formales o estéticas:

- Interrupción de las columnas.
- Interrupción de muros estructurales (muros de corte).
- Interrupción de muros divisorios, concebidos erróneamente como no estructurales, alineados con pórticos.

2.3.4.4. Falta de redundancia

“El diseño de la estructura debe buscar la resistencia a los sismos más intensos y esto depende de un número considerable de elementos, debido a que cuando se tiene un número reducido de elementos hay poca redundancia y la falla de alguno de ellos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total durante un sismo. Por lo tanto, debe buscarse que la resistencia a los sismos se distribuya entre el mayor número de elementos estructurales posibles”.¹¹

2.3.4.5. Excesiva flexibilidad estructural

Este término se define como la facilidad que tienen las edificaciones a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos, conocidas como derivas. Las principales causas de este problema radican en la excesiva separación entre los elementos de soporte, las alturas libres y la rigidez de los mismos. El grado de flexibilidad que posee puede traer algunas de las siguientes consecuencias:

¹¹ Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 51.

- Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos.
- Inestabilidad en los pisos flexibles o del edificio en general.
- No aprovechamiento de la ductilidad disponible.

2.3.4.6. Excesiva flexibilidad del diafragma

Un comportamiento excesivamente flexible del diagrama de piso implica deformaciones laterales no uniformes; esto es perjudicial para los elementos estructurales adosados al diafragma.

Por otro lado, la distribución de fuerzas laterales no se dará de acuerdo con la rigidez de los elementos verticales. Estas son algunas razones de este comportamiento:

- Flexibilidad del material del diafragma.
- Relación largo-ancho del diafragma; mientras mayor sea esta relación, mayores pueden ser sus deformaciones laterales.
- Rigidez de la estructura vertical; la flexibilidad del diafragma se basa en la distribución de la rigidez en cada elemento vertical, elementos con la misma rigidez tienen un mejor comportamiento del diafragma.
- Aberturas en el diafragma; se refieren a un mayor distanciamiento entre cada elemento vertical para satisfacer necesidades estéticas o de espacio.

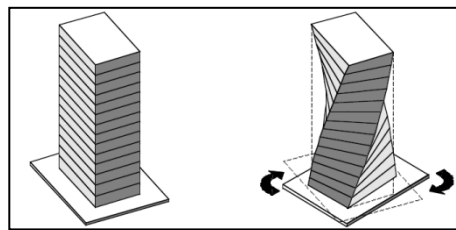
2.3.4.7. Torsión

La torsión se produce por la excentricidad que se produce entre el centro de masa y centro de rigidez, la cual ha sido causa de importantes daños en edificios (ver figura 71).

Algunos de los casos que pueden provocar esta situación son:

- Colocación de elementos rígidos de manera asimétrica respecto del centro de gravedad del piso.
- Colocación de excesivas masas en forma asimétrica con respecto al centro de rigidez.
- Combinación de ambas.

Figura 71. **Torsión**



Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 53.

Al igual que los problemas de configuración, el de torsión debe enfrentarse desde la etapa de diseño y forma de la edificación. Algunos aspectos para prevenir esta situación son:

- Reducir el giro en la planta: esto se logra considerando las torsiones inevitables debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por lo tanto, se debe proveer rigidez apropiada al edificio.
- Para controlar la torsión se debe estudiar la configuración de la estructura en planta y elevación, así como la presencia y el aislamiento de muros no estructurales que pueden intervenir durante un sismo. El fin de todo esto es diseñar una estructura lo más simétrica posible.

2.4. Diseño sismorresistente

Este diseño tiene un nivel de complejidad mayor que el diseño para cargas estáticas de gravedad. Los factores que se deben de tener en cuenta a la hora del diseño sismorresistente son:

- La naturaleza peligrosa de los sismos.
- La inseguridad sobre la respuesta de la estructura, por la variedad de la calidad de los materiales, la variación de cargas de servicio y variaciones presentes en la construcción.
- Los mecanismos de falla y disipación de energía que conlleve el menor riesgo para la vida humana.

Los códigos de diseño se deben de tener en cuenta en cualquier edificio y en especial en aquellos que deban permanecer en el mejor estado posible después de un sismo.

2.4.1. Espectro de diseño

En el espectro de diseño se encuentran implícitas decisiones sobre la probabilidad de excedencia del sismo de diseño en un período de tiempo considerado como de vida útil media de los edificios; se considera una probabilidad de excedencia del 10 % en un periodo de vida media útil de 50 años, entre otras.

Los espectros de sismos exhiben sectores estrechos de frecuencias donde se encuentran las respuestas máximas. Para cubrir las dudas asociadas a la distancia de ocurrencia del evento y a su contenido de frecuencias, los espectros de diseño presentan una amplia gama de respuestas máximas, así

como factores de amplificación de las respuestas en terrenos blandos respecto de las de terreno firme, de acuerdo con comportamientos y características geológicas y geotécnicas observados en varios sitios del mundo.

2.4.2. Comportamiento no lineal

El método de diseño tradicional de edificios sometidos a sismos fuertes ha sido el de permitir el ingreso de los materiales en el rango no lineal, con el fin de disipar energía por medio de deformaciones en el rango plástico de los materiales.

La estructura debe ser diseñada para cargas menores que las dadas por la respuesta del sistema elástico. Si con las fuerzas así obtenidas se realiza un análisis elástico, se obtendrían unas deformaciones que deberán ser multiplicadas por el factor de ductilidad para estimar las deformaciones máximas de la estructura, lo cual es de gran importancia para el estudio del comportamiento de elementos no estructurales y la estabilidad de los diferentes pisos. Los elementos estructurales deben garantizar que se logren alcanzar dichas deformaciones inelásticas. Para ello debe proveerse de ductilidad y resistencia a dichos elementos.

2.4.3. Disposición de la ductilidad

Los métodos de diseño no lineal simplificado exigen la capacidad de la estructura de permitir grandes deformaciones sin colapsar; los elementos de la estructura deben ser diseñados para soportar la demanda de deformaciones, buscando un equilibrio para que los desplazamientos de la estructura no perjudiquen a los elementos no estructurales.

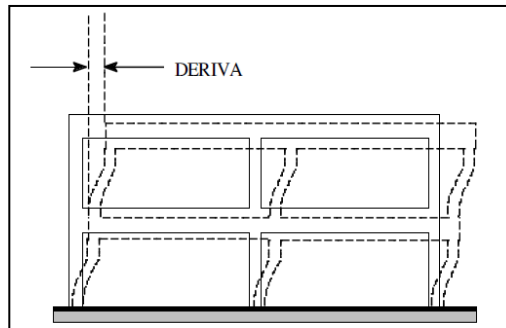
Para obtener la adecuada ductilidad en estructuras de concreto reforzado se debe tener en cuenta los siguientes criterios básicos:

- Confinamiento: el confinamiento del concreto ayuda a conservar la integridad del material ante la reversión de esfuerzos producidos en los sismos y en consecuencia, permite el desarrollo de deformaciones inelásticas mayores que las que se podrían presentar en una estructura en la que el concreto se degrade rápidamente.
- Control de falla por cortante: la falla por cortante compromete seriamente la integridad de la sección de cualquier elemento de concreto reforzado. Por esta razón los códigos de diseño generalmente obligan a un diseño por cortante que garantice que la resistencia sea superior a la resistencia a flexión. Esto se obtiene utilizando como cortante de diseño un valor que sea como mínimo el correspondiente a la plastificación por flexión en los nudos extremos. Esto significa que de ocurrir una falla, esta sería en flexión, antes que de corte.
- Control de la reducción de la ductilidad disponible debido a la carga axial: la carga axial de compresión reduce drásticamente la ductilidad disponible en un elemento. En este caso, es más fuerte en columnas que en muros estructurales; esto se debe a que a mayores cargas de compresión se reduce el trabajo a tensión del acero, el cual puede darse con valores del esfuerzo de trabajo menores del esfuerzo de fluencia; esto implica un uso inefectivo del acero a efectos de desarrollar grandes deformaciones inelásticas y disipar energía por ese medio. Sin embargo, no siempre es posible diseñar las secciones de columnas de manera que haya esfuerzos altos de tensión en el acero, por razones arquitectónicas y económicas.

2.4.4. Derivas (desplazamiento relativo entre pisos)

Los grandes desplazamientos laterales pueden causar un gran daño en toda la construcción y a los elementos no estructurales, incluso pueden llevar al colapso parcial o total de la edificación.

Figura 72. Derivas y estabilidad



Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 59.

Generalmente los elementos no estructurales reciben más daño durante un sismo. Esto depende estrechamente de la fragilidad y la resistencia de los materiales de los elementos no estructurales. Por lo pronto, es necesario tener presente que dicho daño está asociado al valor del desplazamiento relativo inelástico de un nivel con respecto al inmediato anterior, o deriva.

Para un análisis adecuado de los problemas de derivas y estabilidad, resulta de gran importancia el cálculo de unos valores adecuados de desplazamiento elásticos e inelásticos.

2.5. Reestructuración o rehabilitación

Durante la evaluación del estado de una construcción surgen algunas dudas sobre su capacidad para soportar eventos sísmicos, lo cual puede conducir a la necesidad de reestructurar o rehabilitar, total o parcialmente la edificación, con el fin de reducir su vulnerabilidad, previamente a la ocurrencia del evento.

2.5.1. Diseño del refuerzo

El diseño y la construcción del reforzamiento se deben realizar considerando:

- Aspectos físicos y funcionales: el reforzamiento no debe afectar el funcionamiento del edificio, en lo posible.
- Aspectos de seguridad estructural: reducir la vulnerabilidad para que no afecte el funcionamiento del edificio con posterioridad a un sismo.
- Sistemas constructivos: el sistema de refuerzo debe considerar la utilización de sistemas constructivos que tengan el menor impacto en el funcionamiento del edificio.
- Costo de intervención.

Con la reestructuración estructural se logrará:

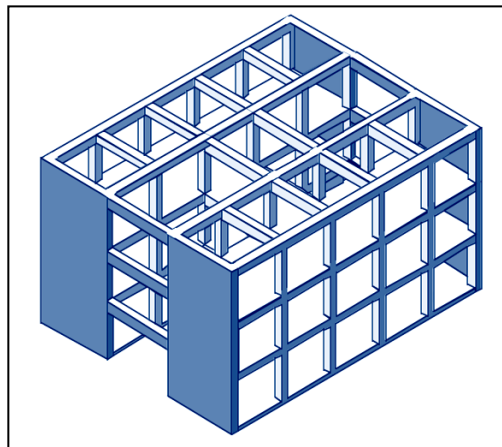
- Aumentar la resistencia.
- Aumentar la rigidez y por lo tanto, una disminución de los desplazamientos, por lo general.
- Aumentar la ductilidad.

- Lograr una distribución adecuada de las fuerzas entre los diferentes elementos resistentes.

2.5.1.1. Muros en el exterior del edificio

Esta solución se emplea cuando las limitaciones de espacio y de continuidad de uso del edificio hacen preferible el trabajo en la periferia. No se recomienda en edificios muy largos.

Figura 73. **Muros estructurales en la periferia**

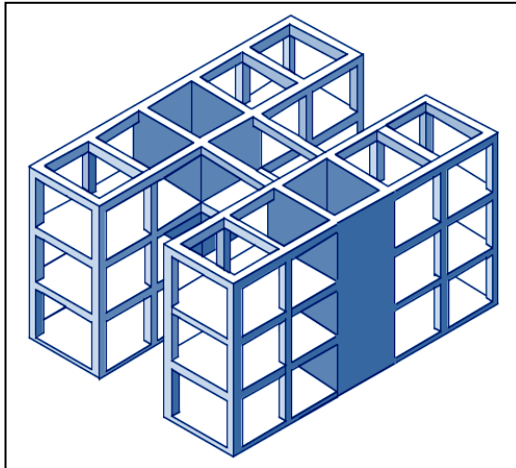


Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.* p. 68.

2.5.1.2. Muros en el interior del edificio

En edificios largos es necesario reducir la flexibilidad de los diafragmas, los muros son una alternativa viable (ver figura 74).

Figura 74. **Muros estructurales en el interior**



Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 69.

2.5.1.3. Muros de relleno de pórticos

Los muros de concreto o de mampostería reforzada son una solución práctica al problema de rigidez y resistencia en el relleno de vanos de pórticos. Estos se unen con la columna y los esfuerzos de estas cambiarán notablemente durante un sismo.

2.5.1.4. Pórticos arriostrados

Esto consiste en incluir varios pórticos de acero con diagonales anclados a los diafragmas, como sustituto de los muros de rigidez (ver figura 75).

Figura 75. **Refuerzo con diagonales**



Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.* p. 70.

2.5.1.5. Encamisado de vigas y columnas

Utilizado para sistemas de marcos, este sistema se realiza sobre una gran parte de las columnas y vigas de un edificio, con el fin de aumentar su rigidez, resistencia y ductilidad.

2.5.1.6. Nuevo sistema de pórticos

En ocasiones es posible llevar a cabo una reestructuración total incorporando la antigua estructura a nuevos pórticos perimetrales externos (ver figura 76).

Figura 76. Refuerzo en edificación



Fuente: Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. p. 73.

2.6. Elementos no estructurales

Se consideran como elementos no estructurales los cielos falsos, paneles, tabiques, ventanas, puertas, equipos, instalaciones mecánicas y sanitarias; deberán soportar los movimientos de la estructura. El movimiento de los elementos no estructurales es mayor que el movimiento en la base.

Durante el diseño sísmico de estructuras, los elementos no estructurales tienen poca importancia, muchos códigos de diseño tienen normas de diseño para estos elementos. La experiencia que ha dejado terremotos pasados juega un papel importante y se refleja en el buen comportamiento del edificio.

La experiencia además, ha dejado ver que los daños en elementos no estructurales pueden agravar significativamente la situación. Por ejemplo, cielos falsos y acabados de paredes pueden caer sobre corredores o escaleras, interrumpiendo la circulación; incendios, explosiones y escapes de sustancias químicas pueden ser peligrosos para la vida. Los daños en los servicios básicos, agua, electricidad, comunicaciones, pueden hacer que un moderno edificio se convierta en una instalación inservible.

Los elementos no estructurales se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Elementos arquitectónicos: muros exteriores no portantes, paredes divisorias, sistemas de tabiques interiores, ventanas, cielo falsos, sistema de iluminación, entre otros.
- Equipo y mobiliario: equipo médico, equipo industrial mecánico, muebles de oficina, recipientes de medicamentos, entre otros.
- Las instalaciones básicas: sistemas de abastecimiento de servicio como electricidad, agua, gases médicos, vapor, vacío, comunicaciones internas y externas, entre otros.

3. REQUISITOS PARA MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS

3.1. Generalidades

Los marcos especiales resistentes a momentos se utilizan como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas en edificios que están diseñados para resistir terremotos. Una selección de tamaños y requisitos de detalle dan como resultado un marco capaz de resistir los movimientos sísmicos más fuertes sin pérdidas significativas de resistencia. Estos marcos reciben el nombre de “marcos especiales resistentes a momento” debido a los requisitos adicionales, que mejoran la resistencia sísmica en comparación con el detalle menos riguroso de los marcos ordinarios resistentes a momentos.¹²

Estos requisitos de diseño y armado para marcos especiales resistentes a momentos se encuentran en el capítulo 21 del ACI 318-11 (referido simplemente como ACI), los cuales se utilizan en zonas de alta sismicidad. Las primeras especificaciones sísmicas del código fueron introducidas en la edición de 1971 y desde 1989, son parte principal del código.

¹² MOEHLE, J; et al, “*Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*,” NIST, 2008. p. 1.

“Los requisitos de detalle y proporcionamiento para marcos especiales resistentes a momento están seleccionados para asegurar que la respuesta inelástica sea dúctil”.¹³ Los tres objetivos principales son:

- Alcanzar un marco con la filosofía columna fuerte / viga débil.
- Evitar la falla por corte en todos los elementos.
- Proporcionar detalles que permitan una respuesta flexionante dúctil en zonas de plastificación.

En este documento solo se consideraron las provisiones para concreto de peso normal. Sin embargo, para considerar concreto de peso liviano solo se debe aplicar el factor λ según se especifica en el ACI.

3.2. Vigas

Los requisitos para los miembros a flexión para pórticos especiales resistentes a momento se describen en la sección 21.5 del ACI. Se aplican a vigas de marcos y otros elementos de flexión con cargas axiales insignificantes. Esto significa que una columna que resiste flexión con cargas axiales menores al límite establecido, diseñadas de acuerdo con esta sección. “Los requisitos de geometría del capítulo 21.5.1.1 al 21.5.1.4 del ACI, se basan en pruebas experimentales y de observación de marcos de concreto armado que han trabajado bien en terremotos pasados”.¹⁴

¹³ MOEHLE, J; et al, *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. p. 1.

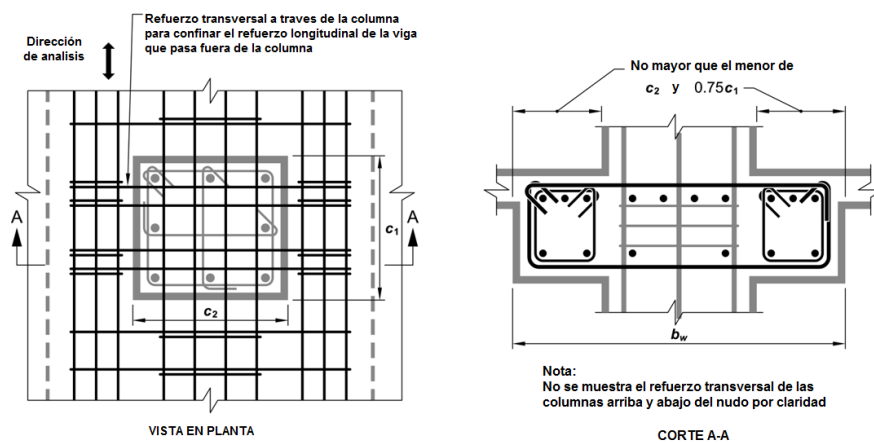
¹⁴ KAMARA, Mahmoud. *PCA Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concret. Portland Cement Association*. p. 29-5.

Durante la carga cíclica dentro del rango no lineal, el comportamiento de elementos esbeltos y elementos con proporciones largo a profundidad menores que 4 es muy diferente, especialmente en términos de la resistencia al corte.

Los elementos a flexión de los marcos deben cumplir las siguientes condiciones:

- Carga factorada de compresión $P_u \leq A_g f'_c / 10$.
- Luz libre del elemento $l_n \geq 4 \times$ altura efectiva.
- Relación ancho y altura, $b_w / h \geq 0.3$.
- Ancho $b_w \geq 10$ pulgadas.
- Ancho $b_w \leq$ ancho del elemento de apoyo c_2 + distancias de cada lado del elemento de apoyo que sea igual al ancho mas pequeño del elemento de apoyo c_2 o $\frac{3}{4}$ de la dimensión total del elemento de apoyo c_1 ; ver figura 77.

Figura 77. **Máximo ancho efectivo de una viga ancha y refuerzo transversal requerido**

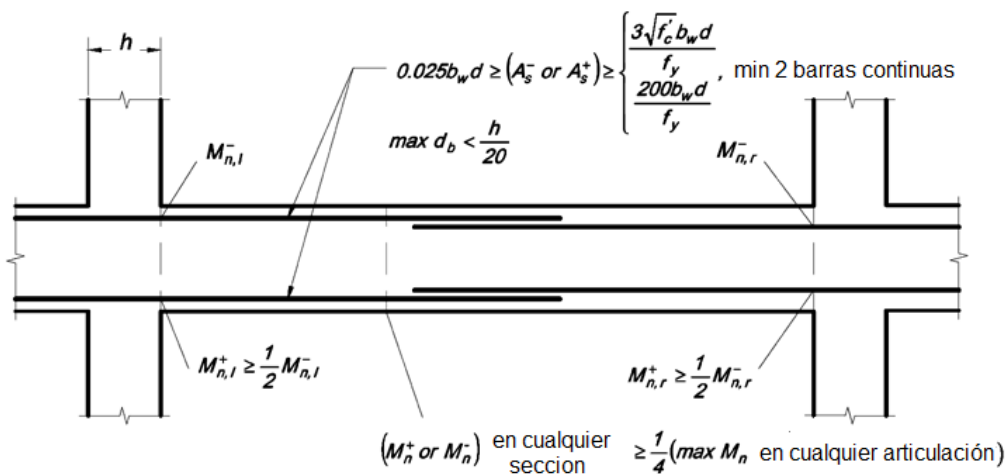


Fuente: ACI Comité 318. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-11)* y *Comentario*, 2011. p. 341.

Durante un terremoto, es posible que algunas secciones experimenten reversión de esfuerzos; por lo tanto, se requiere que se proporcione una resistencia mínima de momento positivo en los extremos de la viga igual o menor al 50 % de la resistencia negativa correspondiente. La resistencia mínima para cualquier sección depende de la resistencia en las caras del soporte.

El límite de cuantía mínima de 2.5 % se basa principalmente en la congestión de acero e indirectamente limitar los esfuerzos de corte (porque en el diseño por capacidad, las fuerzas cortantes dependen los momentos probables). Además, el requisito de al menos 2 varillas continuas a lo largo de la parte superior e inferior es para facilitar la construcción, y por supuesto, se debe proporcionar el refuerzo mínimo a lo largo de toda la viga. Se resumen los requisitos para el refuerzo longitudinal en la figura 78.

Figura 78. **Requisitos de refuerzo para los miembros de flexión de marcos especiales resistentes a momento**



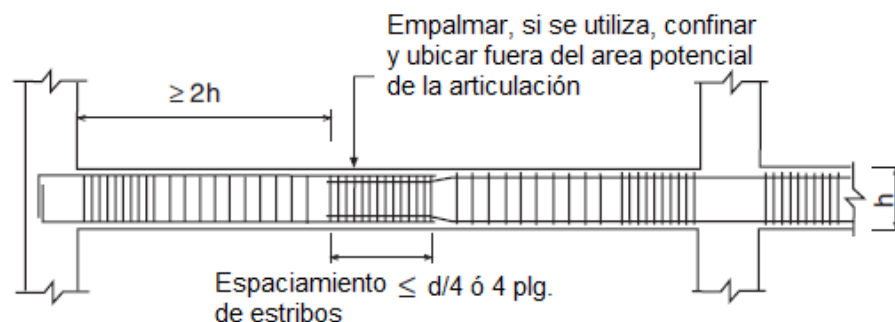
Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-16.

Los empalmes por traslape de refuerzo en flexión sólo se permiten cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento (o espirales) en la longitud del empalme por traslape con una separación no mayor que $d/4$ o 4 plg. Sin embargo están prohibidos los empalmes por traslape en las siguientes zonas:

- Dentro de los nudos.
- Dentro de una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo ($2h$).
- Donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del marco.

Los empalmes de refuerzo por flexión se deben colocar lejos de posibles articulaciones plásticas, porque no son fiables en condiciones de cargas cíclicas en el rango inelástico y deberán ser confinadas adecuadamente debido a la posible pérdida del recubrimiento de concreto. Un detalle típico de empalme se muestra en la siguiente figura.

Figura 79. **Detalle típico de empalme**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete, Portland Cement Association, 2008. p. 29-20.*

Un confinamiento adecuado es necesario donde probablemente se formen articulaciones plásticas. Por lo tanto, se requiere que los extremos de las vigas sean debidamente confinados. El refuerzo transversal será para confinar el concreto, resistir las fuerzas de corte y proporcionar soporte lateral a las varillas longitudinales. El refuerzo transversal de confinamiento deberá proveerse con estribos cerrados.

Durante un terremoto es probable que ocurra descascaramiento del recubrimiento de concreto, especialmente en y cerca de las regiones de fluencia por flexión; (R21.5.3 del ACI) por lo tanto es necesario que el refuerzo del alma sean estribos cerrados de confinamiento.

Los estribos cerrados deben disponerse en las siguientes regiones:

- En una longitud de $2h$ desde la cara de la columna (o elemento de soporte) hacia el centro en ambos extremos de la viga.
- En longitudes iguales a $2h$ en ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

El espaciamiento de los estribos no debe exceder al menor de:

- $d/4$
- 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal más pequeña
- 6 plg

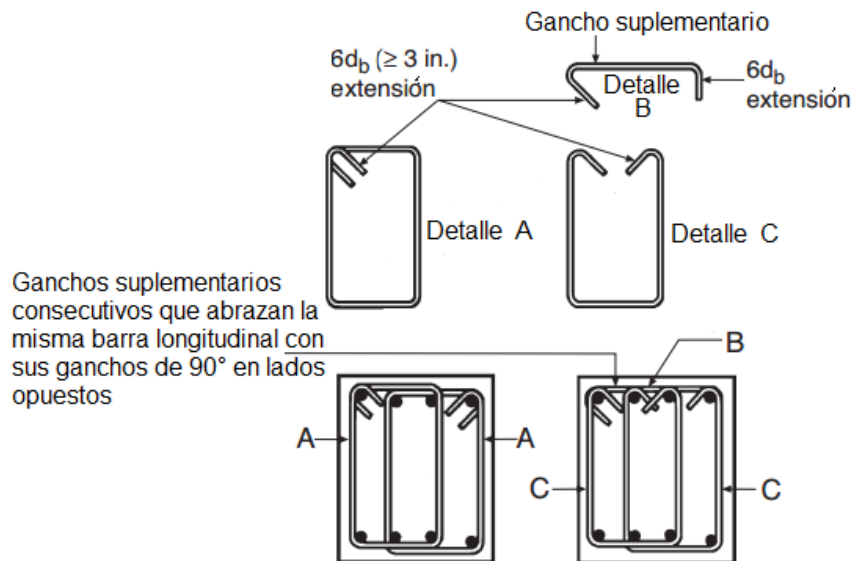
El primer estribo deberá estar situado a no más de 2 pulgadas de la cara del elemento de apoyo.

También, donde se requieran estribos cerrados, las varillas longitudinales para flexión más cercanas a las caras de tensión y compresión deben tener soporte lateral conforme a la sección 7.10.5.3 o 7.10.5.4 del ACI.

Cuando no se requieran estribos cerrados, deberán colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, pero el espaciamiento no deberá ser mayor a $d/2$.

Los estribos en las vigas pueden estar hechos de dos piezas de refuerzo:

Figura 80. **Estribos cerrados de confinamiento**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-20.

“Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma varilla longitudinal deberán tener sus ganchos de 90° en lados opuestos de la viga. Sin embargo, si las varillas de refuerzo longitudinal están confinados por una losa en un sólo lado de la viga, los ganchos de 90° de los ganchos suplementarios deberán ser colocados en dicho lado”.¹⁵

Por lo general, durante un terremoto algunos miembros de la estructura experimentan fuerzas de corte mayores a los obtenidos en el análisis estructural (bajo cargas gravitacionales y laterales). Principalmente, porque el refuerzo longitudinal puede alcanzar esfuerzos mayores que la resistencia de fluencia especificada, lo que resultará en grandes fuerzas de corte. Por lo tanto, los miembros deberán tener una adecuada resistencia al cortante para que no fallen por corte antes de la formación de articulaciones plásticas.

Como resultado, las vigas deberán ser diseñadas para las fuerzas de corte asociadas con la resistencia de los momentos probables M_{pr} que actúan en los extremos de la viga. Los momentos probables se calculan usando $f_s = 1,25 f_y$ y $\phi = 1,0$; por lo tanto, para una sección simplemente reforzada:

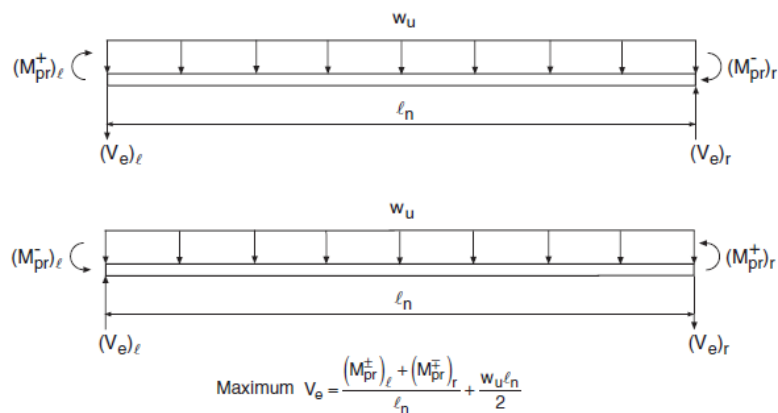
$$M_{pr} = A_s(1.25f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{Donde } a = \frac{A_s(1.25f_y)}{0.85f'_c b}$$

¹⁵ ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*. American Concrete Institute, 2011. p. 343.

Los desplazamientos laterales hacia la derecha y hacia la izquierda deberán ser considerados para obtener la máxima fuerza cortante (ver figura 81).

Figura 81. **Diagrama de fuerzas de corte para elementos a flexión en marcos especiales resistentes a momento**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete, Portland Cement Association, 2008.* p. 29-21.

En las suposiciones para vigas, la curva de esfuerzo-deformación para el acero se toma como elástica perfectamente plástica. En otras palabras, los efectos de endurecimiento por deformación son ignoradas, la cual es una suposición razonable para pequeñas deformaciones. Sin embargo, durante un terremoto la estructura puede ser sometida a grandes deformaciones inelásticas. Por lo tanto, es probable que la deformación en el refuerzo por tensión esté en el rango de endurecimiento por deformación.

Para tener en cuenta esto, se toma el esfuerzo de tensión como $1,25f_y$. También refleja la probabilidad de que la resistencia a la fluencia real pueda ser mayor que el valor especificado.

“Al tomar $f_s = 1,25f_y$ y $\phi = 1,0$, se reduce la probabilidad de falla por corte antes de la fluencia por flexión”.¹⁶

La contribución de la resistencia al corte del concreto se toma igual a cero en las zonas identificadas en 21.5.3.1 del ACI (2 veces h de la cara del apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos de la viga) si la fuerza de corte de la carga sísmica es 50 % o más de la resistencia de corte requerida y además $P_u < A_g f'_c$.

“Estos requisitos se basan en estudios experimentales de elementos de concreto armado sometidos a cargas cíclicas que mostraron que se necesita más refuerzo de cortante para asegurar la falla por flexión en los elementos sometidos a desplazamientos no lineales alternantes que si el elemento es cargado en una sola dirección. El incremento del refuerzo a cortante necesario es mayor cuando no existe carga axial”.¹⁷

3.3. Columnas

La sección 21.6 contiene los requisitos para elementos de marcos especiales resistentes a momento sometidos a flexión y carga axial. Estos requisitos se aplican normalmente a columnas de marcos que tienen una carga axial factorada de compresión $P_u > A_g f'_c / 10$ en cualquier combinación de carga.

¹⁶ KAMARA, Mahmoud. *PCA Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete*. Portland Cement Association. 2008. p. 29-19.

¹⁷ ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*. American Concrete Institute. 2011. p. 344.

Las siguientes restricciones geométricas se derivan de práctica pasada:

- La dimensión menor de la sección ≥ 12 plg.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular $\geq 0,4$

La filosofía del código es tener un marco con columna fuerte/viga débil. Por lo tanto, se requiere que las columnas tengan mayor resistencia que las vigas que se unen en un mismo nudo. Si esta condición no se satisface, entonces la rigidez lateral de la columna debe ser ignorada cuando se calcula la fuerza y la rigidez de la estructura. Sin embargo cualquier contribución negativa de la columna no debe ser ignorada. Por ejemplo, remover una o varias columnas puede conducir a un aumento de los efectos de torsión debido a la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

Estas columnas deben estar provistas de refuerzo transversal para aumentar su rigidez para resistir las fuerzas axiales y de corte. Se clasifican como miembros no designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas (sección 21.13 del ACI).

Para ser considerado parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, una columna debe satisfacer la siguiente ecuación:

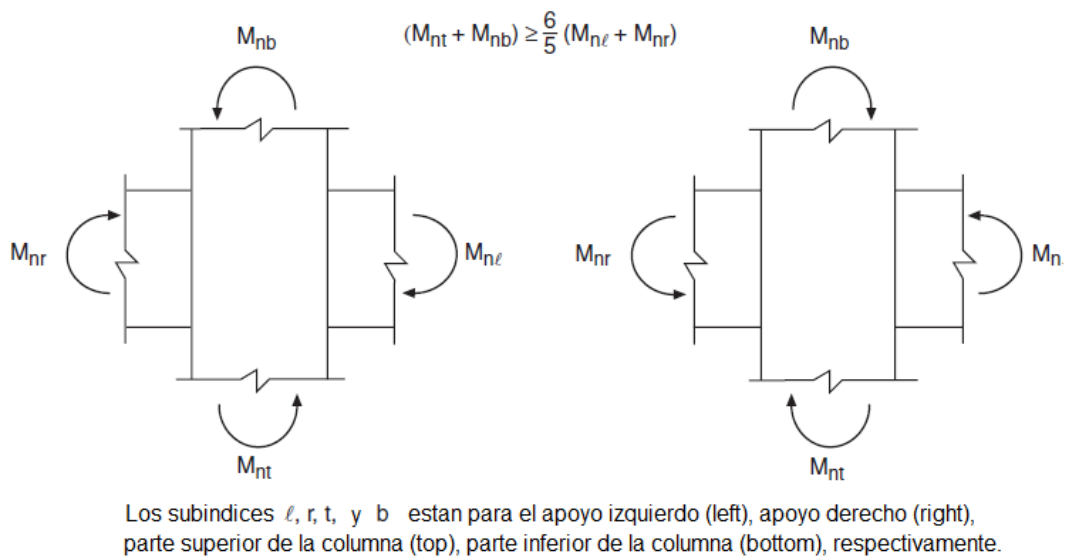
$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Este requisito es para reducir la posibilidad de fluencia en las columnas. En el peor caso de columnas débiles (vigas más fuertes que las columnas) se puede producir fluencia por flexión en los extremos de las columnas en un piso dado, ocasionando un mecanismo de falla e incluso conducir al colapso.

En la ecuación anterior, la resistencia nominal se calcula en las caras del nudo. También, en las losas fundidas monolíticamente con las vigas, el refuerzo en la losa se deberá asumir que contribuye en la resistencia de la viga si el refuerzo se desarrolla en la sección crítica.

El procedimiento se muestra en la siguiente figura.

Figura 82. **Columna fuerte viga débil, requisitos para marcos especiales resistentes a momento**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-22.

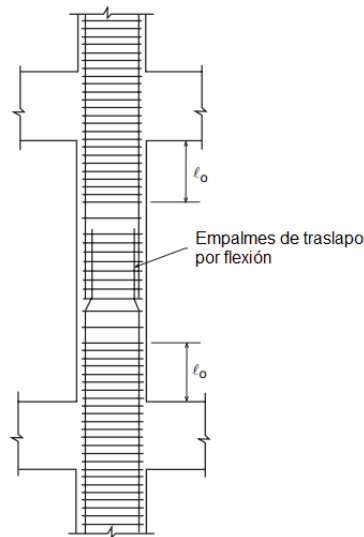
El valor de $\rho_{\min} = 1\%$ es para prevenir la fluencia de las varillas debido al flujo plástico del concreto y tener un momento de fluencia que supere al momento de agrietamiento.

“El ρ_{\max} se reduce de 8% (para marcos en zonas no sísmicas) a 6% (para marcos en zonas sísmicas) para evitar la congestión de acero, lo que reduce la posibilidad de un mal colado del concreto. También impide el desarrollo de grandes fuerzas de corte en la columna. Sin embargo, utilizar una relación de refuerzo más grande que 3% no es práctico ni económico”.¹⁸

Los empalmes por traslape solo están permitidos cerca de la mitad de la altura de la columna y deben ser diseñados como empalmes de traslape por tensión. También deberán estar confinados. Un detalle típico se muestra en la figura 83.

¹⁸ KAMARA, Mahmoud. *PCA Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-22.

Figura 83. **Detalle de empalme por traslapo en columnas de marcos especiales resistentes a momento**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete, Portland Cement Association, 2008.* p. 29-25.

Los requisitos para el refuerzo transversal se indican en la sección 21.6.4.2 hasta 21.6.4.4 del ACI, debe suministrarse en una longitud (l_o) medida desde cara a cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión. La longitud (l_o) no debe ser menor que:

- La altura del miembro
- 1/6 de la luz libre
- 18 plg

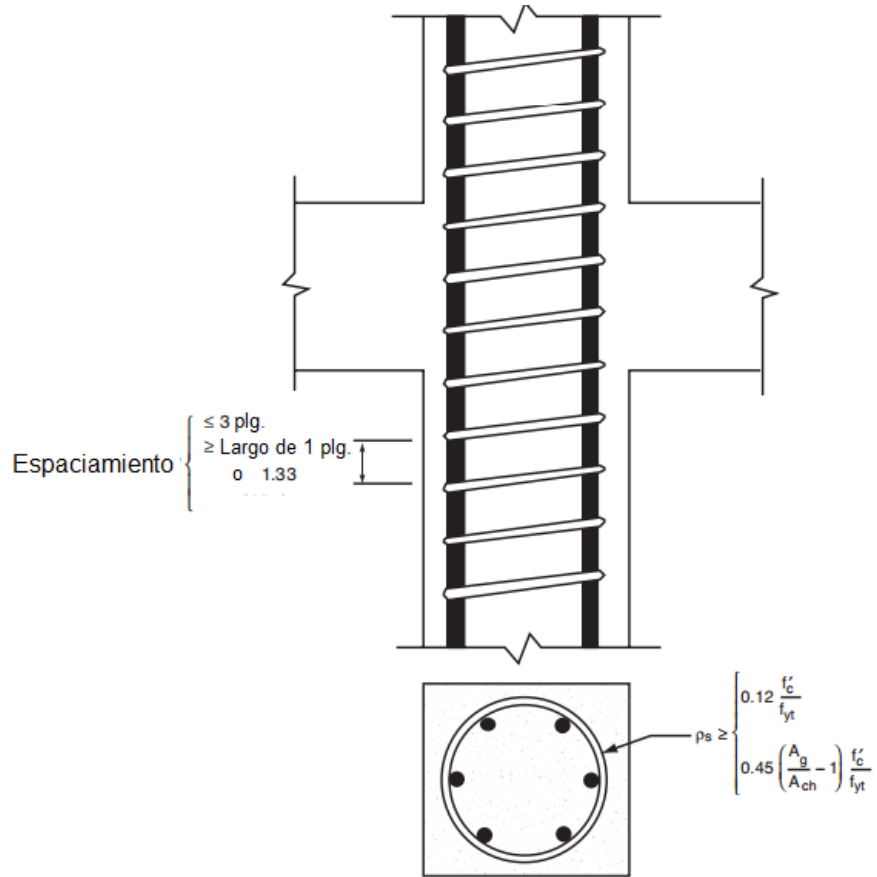
“Los resultados de las investigaciones indican que la longitud debe aumentarse en un 50 % o más en lugares donde las cargas axiales y demandas de flexión pueden ser especialmente elevadas (por ejemplo en la base de las columnas del primer nivel)”.¹⁹

Las columnas requieren buen confinamiento en los extremos para asegurar la ductilidad en la columna por si se formara una articulación plástica allí. Al igual que en las vigas, también requieren refuerzo de corte adecuado para evitar la falla de corte antes de la falla por flexión. La cantidad correcta, el espaciamiento y la ubicación del refuerzo transversal deben ser proporcionados con el fin de tener los requisitos de resistencia de corte y confinamiento. Para marcos especiales resistentes a momento, el refuerzo transversal puede disponerse mediante espirales, estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios (21.6.4.2 del ACI).

En general, el refuerzo en espiral es la forma más eficiente de confinamiento, pero puede causar algunos problemas de construcción, ya que debe extenderse dentro del nudo. El refuerzo transversal necesario en las zonas definidas como l_o , puede disponerse por espirales, estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios, como se muestra en las figuras 84 y 85.

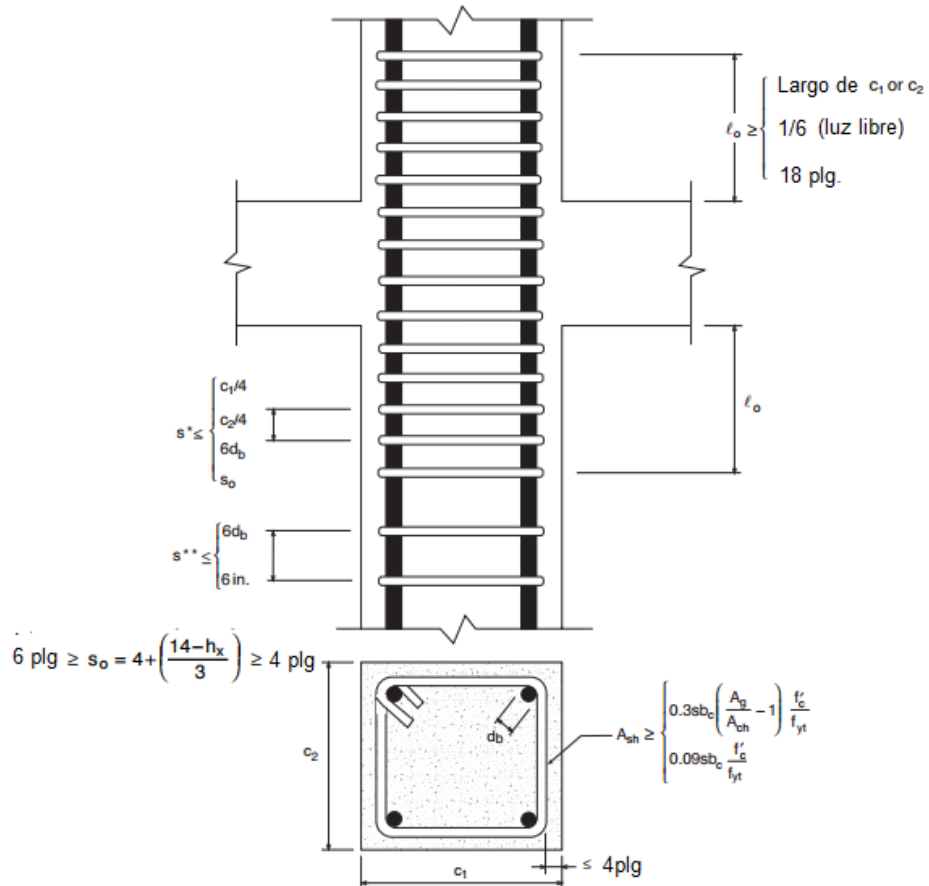
¹⁹ ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, 2011. p. 347.

Figura 84. **Zuncho o estribo circular de refuerzo**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-26.

Figura 85. Estribo rectangular de refuerzo

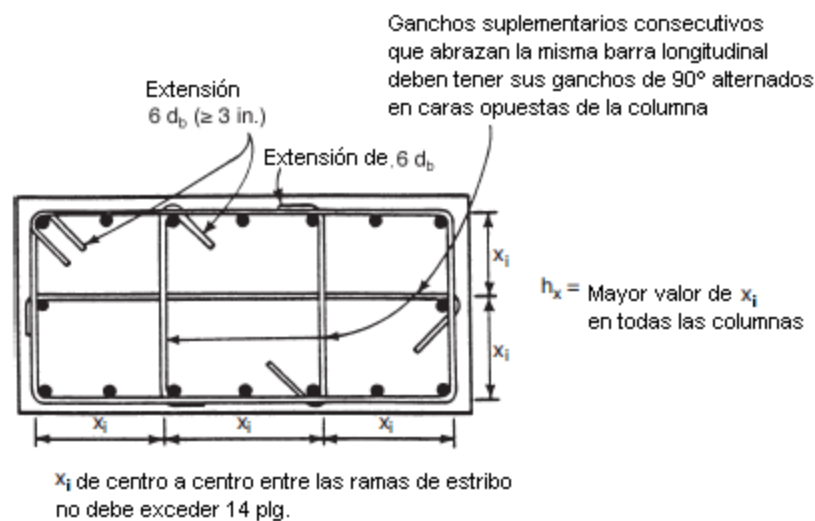


Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-27.

La figura 86 muestra un ejemplo de refuerzo transversal dispuesto como un estribo cerrado de confinamiento y 3 ganchos suplementarios. Los ganchos suplementarios con gancho de 90 grados no son tan efectivos como los ganchos a 135 grados; sin embargo, las pruebas han demostrado que si los ganchos suplementarios que terminan en 90 grados son alternados, el confinamiento será suficiente.

“Asimismo, el espaciamiento de los ganchos suplementarios (eslabones) o patas de los estribos de confinamiento rectilíneos (h_x) dentro de una sección del elemento no deberá exceder de 14 plg. centro a centro”.²⁰

Figura 86. **Refuerzo transversal en columnas**



Fuente: ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, 2011. p. 348.

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento l_o no debe exceder el menor de:

- $\frac{1}{4}$ de la menor dimensión de la columna
- 6 veces el diámetro de la varilla de refuerzo longitudinal menor
- $4 \text{ plg} \leq 4 + (14 - h_x)/3 \leq 6 \text{ plg}$

²⁰ ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, 2011. p. 347.

La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares (ρ_s) no debe ser menor que la separación requerida por la ecuación:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

La intención de la ecuación anterior es evitar una pérdida de la resistencia axial después del descascaramiento del concreto del recubrimiento.

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares (A_{sh}) no debe ser menor que la dada por las siguientes 2 ecuaciones:

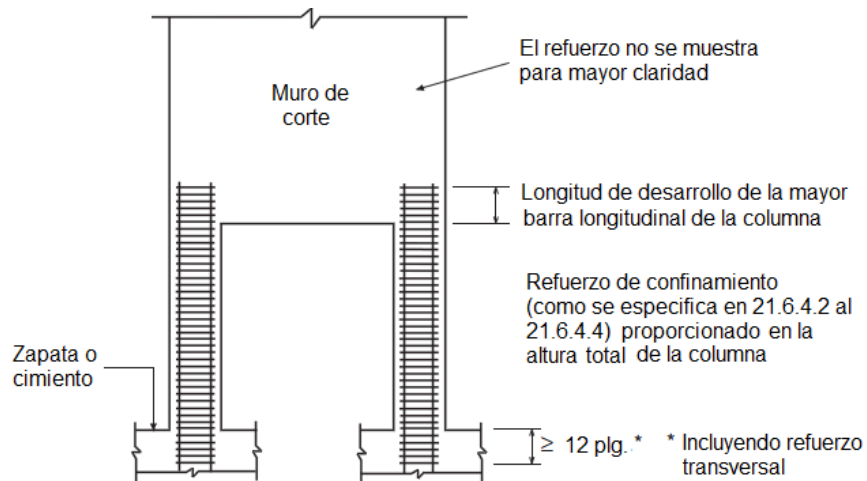
$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \qquad A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Más allá de la longitud l_o , el espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal no debe exceder (a menos que se requiera una cantidad más grande para resistir el corte o para confinar el empalme por traslape):

- Al menor de 6 veces el diámetro de las varillas longitudinales de la columna.
- 6 plg.

El ACI, en la sección 21.6.4.6, se ocupa del confinamiento de columnas que soportan elementos rígidos discontinuos, como muros de corte, ver figura 80. Sin embargo es la opinión de muchos investigadores de que no se dejen dichos miembros discontinuos, porque produce una reducción significativa en la rigidez del piso. Y a partir de las lecciones aprendidas en terremotos pasados, se ha demostrado que no es una buena idea.

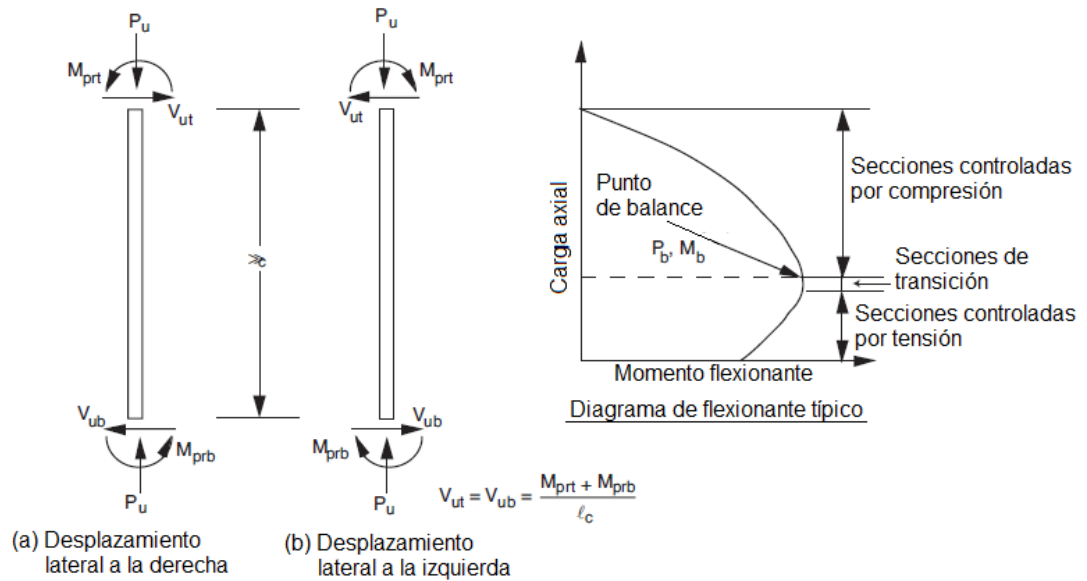
Figura 87. **Columnas soportando miembros rígidos discontinuos**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-28.

El refuerzo transversal debe cumplir las exigencias de corte y confinamiento. Las demandas de corte deben calcularse a partir de las fuerzas asociadas con la formación de articulaciones plásticas en el marco (como en el caso de vigas). La resistencia de los momentos probables tienen que ser coherentes con el nivel de carga axial. Debe ser considerado el desplazamiento lateral hacia la derecha y a la izquierda, como se muestra en la figura 88.

Figura 88. **Casos de cargas para diseño de refuerzo de cortante en columnas de marcos especiales resistentes a momento**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-29.

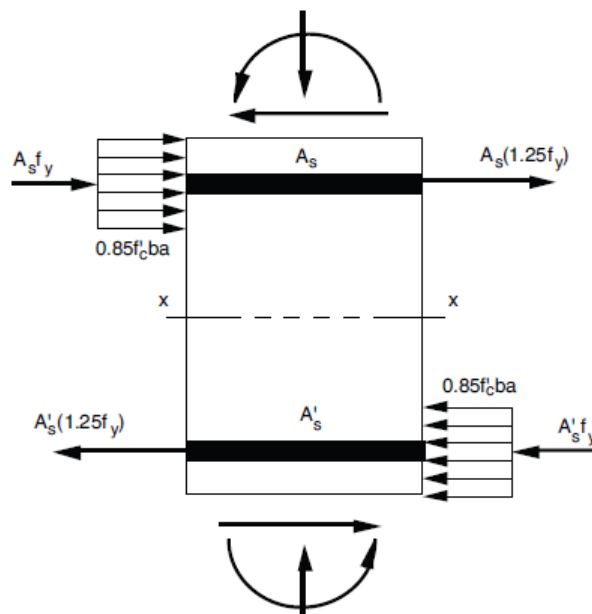
3.4. Nudos

“La integridad general de una estructura depende del comportamiento del nudo de la viga-columna. La degradación del nudo puede resultar en grandes deformaciones laterales que pueden causar un daño excesivo e incluso fallas”.²¹

²¹ KAMARA, M.; et al, *PCA Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete*. Portland Cement Association, 2008. p. 29-29.

Uno de los factores clave a considerar en nudos es el deslizamiento del refuerzo longitudinal, que puede conducir a un aumento de la rotación del nudo. Las barras longitudinales deben ser continuas a través del nudo o deben ser desarrolladas adecuadamente para la flexión (ACI 21.7.5) y compresión (capítulo 12 del ACI). Además, la tensión en el refuerzo longitudinal utilizada para calcular las fuerzas de corte en los nudos es $1.25f_y$, que esta asociado con las rotaciones inelásticas en las caras de los nudos.

Figura 89. **Corte horizontal en el nudo**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete*, Portland Cement Association, 2008. p. 29-33.

Para reducir el riesgo de falla por pérdida de adherencia durante las reversiones de esfuerzos, el código establece un tamaño mínimo para una columna (paralelo al refuerzo) de 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de la viga de mayor diámetro. Sin embargo, las investigaciones han demostrado

que para reducir sustancialmente el deslizamiento durante la formación de articulaciones, será necesario tener una columna con dimensión de 32 veces el diámetro de la barra longitudinal, que daría lugar a nudos muy grandes.

Según el ACI se requiere refuerzo transversal en el nudo sin importar la magnitud de la fuerza cortante (21.6.4.4(a) o 21.6.4.4(b) y 21.6.4.2, 21.6.4.3 y 21.6.4.7 del ACI). Los requisitos son los mismos como para las zonas definidas como l_o en columnas. Sin embargo, si los elementos llegan a los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos 75 % del ancho de la columna, el refuerzo transversal se puede reducir a un 50 % de lo requerido en 21.6.4.4(a) o 21.6.4.4(b) del ACI. También se requiere que el espaciamiento especificado en 21.6.4.3 no exceda de 6 plg dentro de toda la altura (h) de la viga con menor altura.²²

La Resistencia nominal al cortante (V_n) del nudo no debe ser mayor que los valores especificados a continuación:

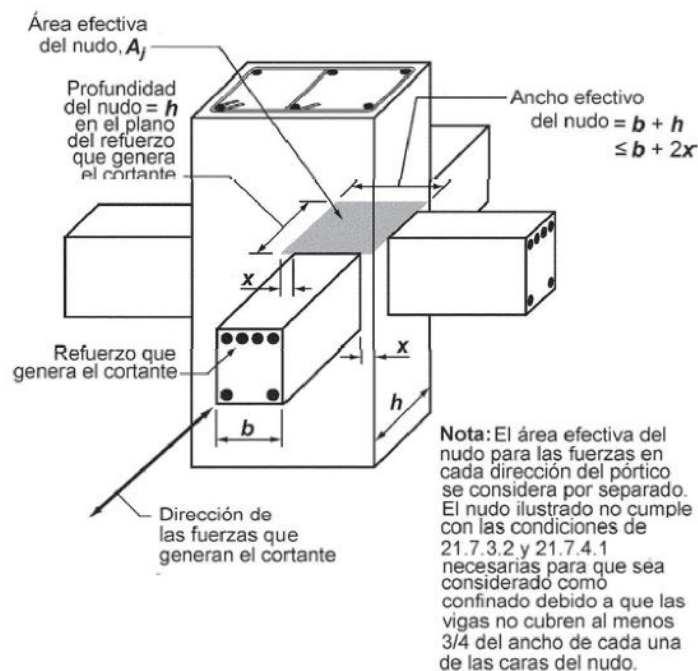
- Para nudos confinados en las 4 caras..... $20\sqrt{f'_c}A_j$
- Para nudos confinados en 3 caras o en 2 caras opuestas..... $15\sqrt{f'_c}A_j$
- Para otro tipo de nudos..... $12\sqrt{f'_c}A_j$

²² KAMARA, M.; et al, *PCA Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete*. Portland Cement Association, 2008. p. 29-30.

Donde A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo, (ver figura 90). La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna (h), y el ancho efectivo del nudo es el ancho efectivo de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha. En este caso, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de:

- El ancho de la viga + la altura del nudo.
- Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de la viga al tamaño de columna.

Figura 90. **Área efectiva del nudo**



Fuente: ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*. American Concrete Institute, 2011. p. 352.

Un factor importante a destacar es que la resistencia al corte es una función de la resistencia del concreto y el área de la sección transversal. “El refuerzo transversal juega un papel muy importante confinando el núcleo; sin embargo, los resultados de pruebas muestran que la resistencia al corte del nudo no se altera significativamente con los cambios del refuerzo transversal, siempre y cuando una mínima cantidad del refuerzo transversal esté presente”.²³ Para calcular la fuerza cortante reducida en los nudos se utiliza $\phi = 0,85$.

Las disposiciones en 21.7.4.1 del ACI, dan solo 3 ecuaciones para calcular V_n , y cubren todos los posibles tipos de nudos, en un sentido general. Los nudos se clasifican en dos categorías:

- Conexión tipo 1: compuesta por miembros diseñados para satisfacer los requisitos de resistencia del código, con excepción del capítulo 21 del ACI.
- Conexión tipo 2: elementos de marcos diseñados para mantener su resistencia bajo reversión de esfuerzos dentro del rango inelástico.

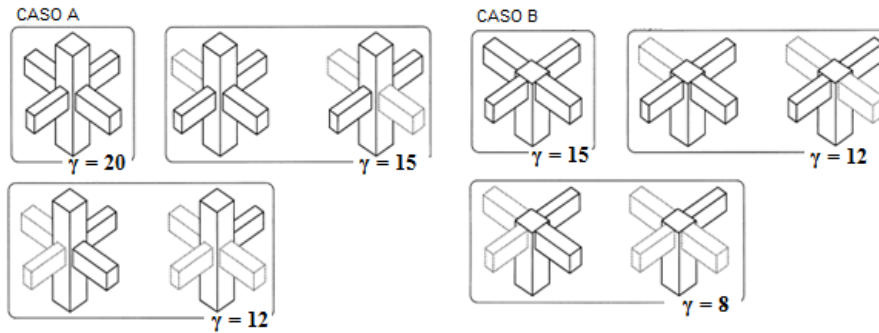
La resistencia nominal al corte para la conexión tipo 2 es:

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

Donde γ se indica en la figura 91.

²³ ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*. American Concrete Institute, 2011. p. 351.

Figura 91. Valores de γ para las conexiones tipo 2



NOTA:

Las líneas discontinuas representan un elemento del marco que no existe o un miembro cuya anchura es de menos de tres cuartas partes de la anchura de la columna o su profundidad total es de menos de tres cuartas partes de la profundidad total del miembro del marco más profundo en la articulación .

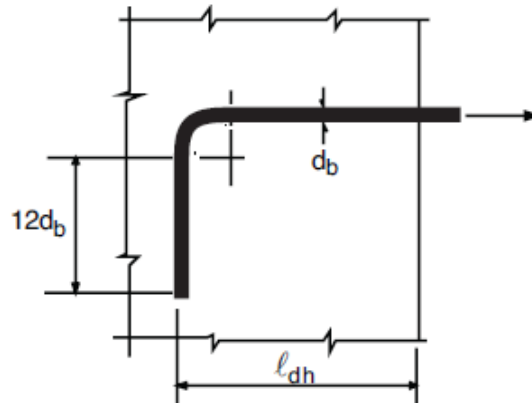
Fuente: MOEHLE, Jack P; HOOPER, John D; LUBKE, Chris D. *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*. p. 11.

3.5. Longitud de desarrollo

Para barras núm. 3 a núm. 11, la longitud de desarrollo (l_{dh}) para una barra con gancho estándar de 90° (ver figura 92) no debe ser menor que el mayor valor de:

- $8 d_b$
- $6 p_l g$
- $l_{dh} = \frac{f_y}{65\sqrt{f'_c}} d_b$

Figura 92. **Gancho estándar de 90°**



Fuente: ACI 318-08. *PCA Notes on ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete, Portland Cement Association, 2008.* p. 29-34.

“El gancho de 90° debe estar ubicado dentro del núcleo confinado de la columna”.²⁴ “La ecuación 21-6 del ACI para calcular l_{dh} , proviene de los requisitos de la sección 12.5.2 del ACI. Incluye los factores de ganchos confinados por estribos (0,8), requisitos mínimos de recubrimiento satisfechos (0,7), un factor de carga cíclica (1,1) y un factor de 1,25 para sobreesfuerzo del acero de refuerzo”.²⁵

²⁴ ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*. American Concrete Institute, 2011. p. 353.

²⁵ KAMARA, M.; et al, *PCA Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete*. Portland Cement Association, 2008. p. 29-33.

CONCLUSIONES

1. Las lecciones de terremotos pasados ayudan a visualizar y entender qué puede salir mal en el diseño de una estructura más allá de errores obvios; es por eso que se presenta una gran variedad de fallas ocurridas en el pasado para ayudar a formar un mejor criterio estructural.
2. La mayor parte de pérdidas humanas y económicas debidas a terremotos, ha sido por deterioro o colapso de instalaciones mal diseñadas y construidas. Por lo tanto, una de las formas de mitigar este desastre es mejorar los métodos de diseño, construcción y mantenimiento de las instalaciones existentes.
3. Las medidas de prevención de desastres deben considerarse como parte fundamental en los proyectos a desarrollarse en una zona de alta sismicidad, con el fin de evitar el colapso de una estructura y por lo tanto reducir el número de pérdidas humanas, como también disminuir las pérdidas económicas que tanto daño le pueden ocasionar a una economía débil en crecimiento.
4. La vulnerabilidad estructural se estudia para ayudar al futuro ingeniero civil, al saber qué tipo de prácticas se debe evitar para prevenir posibles daños que comprometan la integridad estructural de las edificaciones.

5. El daño severo o colapso de muchas edificaciones durante terremotos es por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con insuficiente ductilidad y resistencia. La ductilidad es uno de los medios más efectivos para dar seguridad contra el colapso y por ello se le da énfasis en este documento.

6. La formación de un piso suave se da cuando la rigidez se reduce considerablemente en el primer nivel del edificio (típicamente) y es una de las fallas más comunes observadas durante los terremotos. Por lo tanto, es importante no interrumpir los elementos de arriostamiento en el primer nivel, por ejemplo los muros de carga.

7. El concreto y el acero estructural son dos materiales que poseen ventajas y desventajas para su uso en las construcciones. Sin embargo, si se realiza un diseño apropiado considerando tanto la resistencia y ductilidad, se obtiene una buena estructura capaz de resistir sismos de alta duración e intensidad, teniendo siempre en cuenta el nivel de diseño sísmico.

RECOMENDACIONES

1. Este documento presenta consideraciones para el diseño de marcos en zonas sísmicas, lecciones de terremotos pasados, vulnerabilidad estructural y mitigación de desastres. Es importante actualizarlo y ajustar el material detallado de acuerdo con las propias experiencias y con los avances en los códigos de diseño.
2. El confinamiento es un factor clave en el comportamiento de una estructura, ya que le da ductilidad y esta ayuda a mantener un alto porcentaje de la capacidad de la estructura dentro del rango inelástico. Por eso, se deben tener siempre presentes las medidas mínimas establecidas en el capítulo 21 del ACI.
3. Las especificaciones para marcos especiales resistentes a momentos, basados principalmente en el capítulo 21 del ACI, son solo requisitos mínimos para que toda estructura diseñada, tomándolos en cuenta, tenga cierta ductilidad. Para estructuras muy importantes, en las que se requiera un mejor comportamiento durante un sismo fuerte, se deben tomar medidas más restrictivas.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI-ASCE Committee 352. *Guide for design of slab-column connections in monolithic concrete structures*. USA: American Concrete Institute, 2012. 28 p.
2. ACI 318-11. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and Commentary*. USA: American Concrete Institute, 2011. 503 p.
3. BACHMANN, Hugo. *Seismic conceptual design of buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. Suiza: BGW, 2002. 81 p.
4. CHARLESON, Andrew. *Seismic design for Architects outwitting the quake*. Reino Unido: Elsevier, 2008. 281 p.
5. FANELLA, David A. *Seismic detailing of concrete buildings*. 2a. ed. USA: Portland Cement Association, 2007. 76 p.
6. KAMARA, Mahmoud. *PCA Notes on ACI 318-08 Building code requirements for structural concrete*. 10a. ed. USA: Portland Cement Association, 2008. 34-90 p.

7. MOEHLE, Jack P; HOOPER, John D; LUBKE, Chris D. *Seismic design of reinforced concrete. Special moment frames: A guide for practicing engineers*. USA: NEHRP Consultants Joint Venture, 2008. 27 p.
8. Organización Panamericana de la Salud. *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. 2a. ed. USA: OPS, 2004. 156 p.
9. PAULAY, Thomas; PRIESTLEY, M. J. N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. USA: John Wiley & Sons, Inc, 1992. 744 p.
10. WIGHT, James K; MACGREGOR, James G. *Reinforced concrete, mechanics and design*. 6a. ed. USA: Pearson Education, Inc, 2011. 1157 p.