

DUCTILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

Yoshiaki Nakano

RESUMEN

Este trabajo describe el concepto de diseño sísmico que es esencial para diseñar un edificio de concreto reforzado haciendo hincapié en la ductilidad. En este trabajo revisamos cuál ha sido la causa de los daños e insistimos en varios puntos clave del diseño estructural para proporcionar edificios con mejor ductilidad.

1. INTRODUCCION

En países propensos a terremotos es innecesario hacer notar la importancia del sistema de protección civil y de mitigación de desastres para evitar pérdida de vidas humanas y de propiedades sociales debidas a los terremotos.

La Tabla 1 muestra el número de muertos debido a recientes terremotos destructivos en el mundo. Como reporta la Ref. (1), los daños causados por terremotos se pueden resumir de la manera siguiente: "Un millón de personas murieron a causa del derrumbe de edificios durante los terremotos que han ocurrido en este siglo. Aunque alrededor del 60% de los edificios derrumbados eran edificios hechos de mampostería, recientemente el número de víctimas causadas por el derrumbe de edificios modernos como los edificios de apartamentos hechos de concreto reforzado, está aumentando".

Como se ha observado en el pasado, los daños causados por terremotos han originado el desarrollo de ingeniería sísmica y de metodología de diseño estructural. Sin embargo, las características mencionadas anteriormente sugieren que sigue siendo urgente mejorar el desempeño sísmico de los edificios modernos así como de los edificios de mampostería.

La mitigación de daños causados por terremotos se puede lograr por medio de un sistema total de prevención y protección civil con medidas tales como:

- 1) predicción de terremotos
- 2) diseño sísmico de edificios
- 3) evaluación sísmica de edificios existentes y readaptación
- 4) inspección de daños, reparación y reforzamiento después de terremotos

En este trabajo en el que se hace hincapié en la importancia del diseño de ductilidad para edificios de concreto reforzado, se insiste en 1) el concepto de diseño sísmico y 2) las lecciones que se han aprendido a partir de terremotos destructivos en el pasado.

2. DESARROLLO DE INGENIERIA SISMICA Y DISEÑO SISMICO EN EL JAPON

2.1 CODIGO DE DISEÑO SISMICO EN JAPON

Como bien se sabe, Japón se encuentra situado en una región altamente sísmica y ha sido víctima de numerosos

terremotos desastrosos. La ingeniería sísmica en Japón se inició hace aproximadamente 100 años, después del Terremoto Nobi en 1891.

Este terremoto destruyó un gran número de edificios de madera y causó más de 7000 muertes. Este desastre causó un serio impacto en la ingeniería civil y los concientizó de la importancia del diseño sísmico en Japón.

En 1924, se introdujo un método sísmico para construir edificios, un "Código de Construcción Urbana", en el cual se suponía que la fuerza lateral de 10% del peso del edificio era el equivalente de la fuerza sísmica. Aunque este código se aplicó únicamente a edificios en distritos urbanos, como lo implica su nombre, fue el primer código sísmico del mundo.

El daño debido al Terremoto Kwantō en 1923 aceleró la adopción del código sísmico. Al mismo tiempo, la ventaja de construir edificios de concreto reforzado recibió amplio reconocimiento, porque se observaron menos daños en estos edificios de concreto reforzado que en los edificios de mampostería de ladrillo.

Desde entonces en Japón, el número de edificios hechos de concreto reforzado ha ido aumentando gradualmente.

En 1950, se aprobó la Ley de Normas de Construcción que regula todos los edificios en el Japón. En la Ley, se adoptó el concepto de resistencia última. Se elevó la fuerza lateral hasta llegar a 20% del peso del edificio de acuerdo con los esfuerzos permitidos de la varilla de refuerzo y del concreto, pero los requerimientos de ductilidad no estaban específicamente regulados por la Ley. Las estadísticas de daño de los terremotos pasados en Japón que aparece en la Tabla 2 muestra que la Ley de Normas de Construcción desempeña un papel importante en la reducción del número de muertes debida a terremotos.

El Terremoto Tokachi-oki de 1969 fue sensacional en la historia de la ingeniería sísmica en Japón porque muchos edificios de concreto reforzado sufrieron daños severos. El daño más espectacular fue la falla de cortante de las columnas cortas en las escuelas. Las lecciones más importantes que se obtuvieron de este daño fueron que la resistencia de los edificios ya existentes contra las fuerzas laterales podría ser diferente inclusive si los edificios hubieran sido diseñados según el mismo código sísmico, por ejemplo, algunos edificios pueden tener resistencia de fuerza lateral notablemente mayor que la resistencia especificada en el código mientras que otros pueden tener la ligera redundancia que se muestra en la Figura 1. Esto sugiere que se debe proporcionar mayor ductilidad a los edificios con menos resistencia lateral, mientras que se deberá proporcionar mayor resistencia a los edificios con menos ductilidad.

La Figura 2 muestra la relación de "índice de área de muro" vs "esfuerzo cortante promedio en los edificios que sufrieron el Terremoto Tokachi-oki de 1968. El eje horizontal, "índice de área de muro" es la relación del área de muro de concreto reforzado en el primer piso de las áreas de piso totales del edificio. El eje vertical representa el esfuerzo cortante promedio en el primer piso que asume 1.0g de respuesta. Los edificios dentro del área sombreada, por ejemplo aquéllos con índice de área de muro menor de $30 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ y esfuerzo cortante promedio de más de 12 kgf/cm^2 , sufrieron daños, mientras que otros con suficiente resistencia lateral proporcionada por muros de cortante y columnas sobrevivieron al terremoto. Los edificios dentro del área sombreada hubieran sobrevivido al terremoto si hubieran sido cuidadosamente diseñados para proporcionar suficiente ductilidad.

Reflexionando en los hallazgos anteriores, se revisó el código sísmico en 1970 y se aumentó el requerimiento mínimo de refuerzo de cortante para evitar falla de cortante y proporcionar mejor ductilidad.

En 1978 Sendai City sufrió el Terremoto Miyagiken-oki y se pudo observar una vez más daño destructivo a los edificios de concreto reforzado. Aunque la mayor parte de los edificios dañados habían sido diseñados según el código anterior antes de la revisión de 1970, algunos de ellos sufrieron grandes daños e inclusive el derrumbe total a causa de los efectos negativos de la distribución irregular de la rigidez.

En 1981, se revisó drásticamente el código sísmico para reflejar las lecciones aprendidas de los daños causados por terremotos pasados, y se hizo hincapié en la importancia de las características de la respuesta dinámica y de la ductilidad de las estructuras. El código adoptó un procedimiento de diseño de dos niveles, por ejemplo, 1) el diseño tradicional del esfuerzo permisible y 2) la confirmación de la resistencia lateral requerida en los edificios dependiendo de la ductilidad de la estructura. La resistencia de carga lateral especificada en el código se puede expresar conceptualmente de la manera siguiente:

$$C_B > C_D \times D_S \quad (1)$$

en donde,

C_B : resistencia lateral requerida

C_D : espectro de respuesta elástica

D_S : factor de reducción debido a la ductilidad de la estructura

En otras palabras, Eq. (1) se puede escribir como:

$$\frac{C_B}{(\text{resistencia})} \times \frac{1/D_S}{(\text{ductilidad})} > \frac{C_D}{\text{respuesta al terremoto}} \quad (2)$$

2.2. TECNICAS DE EVALUACION SISMICA EN JAPON

Los daños causados por el Terremoto Tokachi-oki de 1968 causaron gran preocupación sobre la capacidad sísmica de los edificios de concreto reforzado ya existentes. Dado que los edificios vulnerables como los que se observaron en el Terremoto Tokachi-oki podrían ser incluidos entre los edificios ubicados en un área en donde no había habido terremotos severos en el pasado, era muy necesario y deseable desarrollar metodología para encontrar cuáles eran estos edificios vulnerables, por ejemplo, encontrar una técnica de evaluación sísmica. Como ya señalamos antes, la ductilidad y la resistencia son factores esenciales para diseñar una estructura. Todo esto es lo mismo al evaluar la capacidad sísmica de los edificios ya existentes e inclusive en el análisis. Como se resume en la Tabla 2, la diferencia entre ellos es "¿qué se da?" y "¿qué se obtendrá?".

En Japón se desarrolló en 1977 una "Guía para la Evaluación Sísmica de los Edificios de Concreto Reforzado ya existentes" ⁽²⁾. En la Guía, se expresa la capacidad sísmica de una estructura por medio del índice-Is en cada piso y en cada dirección, definida en la ecuación siguiente:

$$I_s (\text{capacidad sísmica}) = [\text{índice de resistencia lateral}] \times [\text{índice de ductilidad}] \quad (3)$$

$$I_s = S_D \times T$$

en donde, el índice S_D y el índice-T son factores de modificación para permitir los efectos negativos en la capacidad sísmica debida a la irregularidad estructural y al deterioro después de la construcción respectivamente.

Esta Guía ha sido ampliamente aplicada a los edificios ya existentes en el Japón. Especialmente en la prefectura de Shizuoka que se encuentra ubicada a más o menos 150 km al suroeste de Tokyo, en donde se ha pronosticado un posible terremoto a gran escala cuyo nombre es "Terremoto de Tokai" y que se supone que va a ocurrir en el futuro cercano, se han evaluado más de 3000 edificios públicos de concreto reforzado, como escuelas, hospitales, oficinas municipales, etc. y se han readaptado o se han demolido más de 300 edificios vulnerables.

Esta Guía se aplicó también a los edificios de apartamentos hechos de concreto reforzado en el Complejo Habitacional de Taltelolco que sufrió el Terremoto de México 1985. Se investigó también la correlación entre el nivel de daño y la capacidad sísmica como se muestra en la Figura 3. En esta figura, el tamaño de cada círculo muestra el número de edificios con tipo de estructura idéntico dentro del área y la porción sombreada muestra la relación de daño estructural severo y moderado. Esta figura muestra que la relación de daño aumenta según la disminución en el índice I_s .

3. CONCEPTO DE DISEÑO SISMICO

No es económico diseñar una estructura dentro del rango elástico cuando se ha visto sometida a movimientos severos del terreno. Se reconoce mucho que la estructura se debe diseñar para que absorba la energía sísmica con su deformación inelástica con amplia disipación de energía en las reversiones de carga durante terremotos severos.

Como se describió anteriormente, las lecciones aprendidas de recientes daños destructivos causados por terremotos y el desarrollo de la ingeniería sísmica han llevado a una comprensión común del concepto básico de diseño de las estructuras. El concepto es proporcionar suficiente resistencia y ductilidad en la estructura de tal manera que la respuesta al terremoto deba ser menor que la última etapa y por lo tanto la estructura pueda sobrevivir al movimiento telúrico como se ha demostrado anteriormente en las Eqs. (1) y (2).

Este concepto ya ha sido introducido en varios países. Por ejemplo, en México, el coeficiente requerido de cortante de base se define como:

$$C_b = C/Q \quad (4)$$

en donde,

C_b : coeficiente de cortante basal requerido

C : coeficiente sísmico

Q : índice de ductilidad

En general, un edificio con mayor resistencia es menos deformable, y el desplazamiento de respuesta sísmica de un edificio con menor resistencia es mayor. Por lo tanto, se deberá proporcionar resistencia suficiente a un edificio con menos ductilidad y se deberá proporcionar suficiente ductilidad a un edificio con menos resistencia. Esto es también común en estructuras sin tener en cuenta sus tipos estructurales tales como la estructura de concreto reforzado, de acero y de mampostería.

Si la respuesta sísmica se encuentra dentro del límite de la deformación de la estructura, ésta puede sobrevivir al terremoto como se muestra en la Figura 1. Esta figura muestra también que el edificio Tipo-I tiene mayor resistencia pero es más vulnerable que el edificio Tipo III, lo cual indica que la capacidad sísmica no es sencillamente una función de resistencia lateral sino tanto de resistencia lateral como de ductilidad.

La ref. (1) sin embargo, señaló, según los daños causados por terremotos pasados, que la aceleración de respuesta elástica, por ejemplo, valor C en la Eq. (4), es 0.4 a 0.9 considerando 2 a 3 veces magnificación de respuesta y 0.2 g a 0.3 g de aceleración pico del terreno y por lo tanto 4 a 9 de ductilidad en los edificios de concreto reforzado sin detalles especiales en los miembros estructurales. Por lo tanto, se debe hacer notar que 1) el calcular la ductilidad y 2) proporcionar la ductilidad esperada es esencial al diseñar una estructura que se basa en el concepto anterior, porque la sobreestimación de la ductilidad, que significa la subestimación de la resistencia lateral requerida en un edificio, puede causar daños destructivos. Al mismo tiempo, los detalles del edificio deberán estar adecuadamente diseñados para proporcionar la ductilidad suficiente que se espera durante el terremoto.

4. DUCTILIDAD Y DESEMPEÑO SISMICO DE LOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.

Como señalamos anteriormente, la resistencia y la ductilidad de las estructuras son factores absolutamente esenciales que gobiernan el desempeño sísmico de las estructuras durante los terremotos. Especialmente en edificios con menos cantidad de muros de cortante y por lo tanto menos resistencia lateral, la ductilidad de los marcos de las estructuras es absolutamente esencial.

La ductilidad es la capacidad de un elemento estructural para sufrir deformaciones plásticas sin perder su resistencia. La falla de cortante debe ser evitada primero que nada, dado que causa pérdida repentina de resistencia lateral sin suficiente disipación de energía.

La ductilidad de una estructura depende de la planificación estructural básica, tales como el mecanismo de cedencia de la estructura y la distribución de rigidez y la ductilidad del miembro. Se ha reconocido insistentemente que el mecanismo viga-columna en el cual la viga es débil y la columna es fuerte proporciona mejor capacidad de deformación y mejor disipación de energía que el mecanismo de los pisos. La planeación estructural sobre la distribución de rigidez de la estructura en el plano y a lo largo de la altura es básica y son factores esenciales para diseñar un edificio sólido. La ductilidad de los miembros se puede lograr por medio de un diseño cuidadoso y detalles tales como (1) limitar la cantidad de refuerzo de tensión, (2) proporcionar alguna cantidad de refuerzo de compresión, (3) proporcionar suficiente cantidad de refuerzo de cortante, (4) limitar el nivel de fuerza axial, etc.

En esta sección, cuando revisamos los daños causados por el terremoto pasado y algunas investigaciones experimentales sobre el desempeño sísmico en las estructuras, se describieron los problemas relacionados con la mejoría del desempeño sísmico de los edificios de concreto reforzado haciendo hincapié en la ductilidad estructural.

4.1 PLANEACION ESTRUCTURAL

Mecanismo de Cedencia

Los edificios deben estar bien diseñados de tal manera que puedan disipar suficiente cantidad de energía. La figura 4 muestra los diferentes tipos de mecanismos de cedencia en un edificio de tipo-marco. El mecanismo de cedencia total que forma articulaciones de cedencia en toda la estructura es más favorable que el mecanismo de derrumbe parcial porque puede absorber la energía sísmica utilizando capacidad de resistencia sísmica potencial en la estructura. Si el edificio tiene un "piso débil", la energía sísmica se puede disipar solamente en un número limitado de pisos. Y además, los análisis de respuesta no-lineal indicaron que la deflexión general de una estructura con diferentes distribuciones de daño a lo largo de la altura es similar y por lo tanto se puede causar una gran deformación en estos pisos.

Básicamente las articulaciones de cedencia son sumamente deseables para que entren en la formación de los extremos de las trabes en lugar de las columnas a causa de su mejor ductilidad y disipación de energía estable. Es también posible formar articulaciones de cedencia en los extremos de las trabes simultáneamente y por lo tanto absorber una gran cantidad de energía. Sin embargo, si se forman articulaciones de cedencia en las columnas, esto puede llevar

a mecanismos de derrumbe parcial y a menos absorción de energía.

Distribución de Rigidez en Plano

En los daños que causó el último terremoto, los edificios en los cuales los elementos que resisten la carga lateral tales como los muros de cortante se han colocado excéntricamente en plano y con frecuencia han sufrido daños severos. Dado que la fuerza sísmica actúa en el centro de la masa y la resistencia actúa en el centro de rigidez, se puede causar una vibración torsional si los dos centros se encuentran aparte en el plano (Fig. 5). Este efecto torsional puede causar una deformación en marcos sin muros de cortante que estén lejos del centro de rigidez.

La figura 6 muestra un ejemplo del daño debido a efecto torsional en el Terremoto Miyagiken-oki. Aunque este edificio fue planeado para tener un muro de cortante en el marco del lado derecho en su diseño original, los muros de cortante alrededor de la escalera del lado izquierdo fue lo único que quedó en la construcción real. El cambio de esta distribución de este muro causó una vibración torsional y dió como resultado un gran daño en las columnas exteriores del primer piso.

Distribución de Rigidez a lo largo de la Altura

Cuando la rigidez de un edificio se encuentra irregularmente distribuida a lo largo de la altura, el daño se puede concentrar en los pisos débiles. Esta irregularidad en la altura y en plano ha causado también daños severos en los edificios. La figura 7 muestra un edificio de tres pisos dañado debido al Terremoto Miyagiken-oki de 1978. Este edificio tiene muros de cortante en los pisos superiores pero no tiene muros de cortante en el primer piso y falló en el primer piso.

La Figura 8 muestra otro ejemplo del mecanismo de oscilación lateral que se observó durante el Terremoto Erzincan de Turquía en 1992. Este edificio fue diseñado para tener muros no-estructurales en todos los pisos. Sin embargo, dado que el edificio estaba en construcción y los muros no-estructurales habían sido rellenados solamente en los tres pisos superiores como se muestra en la foto, el daño se concentró en el primer piso que muestra un mecanismo típico de oscilación lateral. Se deberá hacer notar que hasta los muros no-estructurales pueden afectar significativamente la rigidez y la resistencia lateral de un edificio.

La Figura 9 muestra el daño debido a la combinación de la distribución irregular de la rigidez en el plano y a lo largo de la altura. Se proporcionaron muros de cortante en el primero y segundo pisos mientras que no se proporcionaron muros de cortante tercer piso. Además, la escalera rígida se colocó de manera excéntrica. Debido a estas dos razones anteriores, las columnas en los marcos número 8 hasta el 10 quedaron muy deformadas en el tercer piso y fallaron cuando se derrumbó el techo encima.

4.2. DUCTILIDAD DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

Anclaje de las Barras de Refuerzo

Es básico que en el diseño sísmico de los edificios de concreto reforzado, las barras o varillas de refuerzo se encuentren bien ancladas dentro de concreto confinado de tal manera que los miembros estructurales puedan resistir las reversiones de carga y disipar una gran cantidad de energía sísmica. Sin embargo, los daños causados por terremotos pasados revelan que el mal diseño y/o los detalles de mala calidad del refuerzo dieron como resultado daños destructivos.

Figura 10. Esta figura muestra la falla del anclaje en las trabes. El refuerzo en la parte superior de las trabes quedó anclado en las columnas exteriores con una flexión de 90 grados y un gancho de 180 grados, mientras que el refuerzo de abajo quedó anclado directamente dentro de la conexión con un gancho de 180 grados que era el detalle que se adaptaba comúnmente en regiones no sísmicas. El refuerzo de arriba y el de abajo deberían quedar debidamente anclados para desarrollar cedencia bajo acciones cíclicas sísmicas.

Refuerzo de Cortante

La falla de cortante es uno de los patrones de falla típicos y el más desfavorable en los miembros de concreto reforzado porque causa pérdida repentina de resistencia sin suficiente disipación de energía. Como es bien sabido, la cantidad suficiente de refuerzo de cortante que ha sido proporcionada de tal manera que la resistencia de cortante sea mayor que la resistencia flexural es más efectiva para el mejoramiento de la ductilidad. La figura 11 muestra la relación que hay entre la ductilidad del miembro y la relación entre la resistencia flexión-a-cortante en la cual Q_b y Q_s indican la resistencia por flexión por cortante respectivamente. Como lo indica, se puede mejorar la ductilidad con un aumento en la relación de resistencia.

Es importante también anclar el refuerzo de cortante dentro del concreto o núcleo confinado con ganchos de 135 grados en los dos extremos de tal manera que no se puedan abrir después del astillamiento del concreto que lo cubre. (Fig. 12).

Cantidad de Refuerzo Longitudinal

La ductilidad de los miembros de concreto reforzado se puede ver afectada por la cantidad de relación que hay entre la ductilidad y la cantidad de refuerzo longitudinal en las trabes. Con un aumento en el refuerzo de tensión, la resistencia por flexión aumenta pero la ductilidad disminuye. Si se proporciona una gran cantidad de refuerzo de tensión, la trabe puede fallar de manera quebradiza a causa de la falla compresiva en el concreto. La cantidad de refuerzo tensil se debe limitar de tal manera que el miembro no falle en manera quebradiza. El refuerzo compresivo es efectivo también para mejorar la ductilidad.

Nivel de Fuerza Axial

La Figura 14 muestra la diferencia en las características histeréticas debidas al nivel de fuerza axial. En las columnas, se debe controlar el nivel de fuerza axial porque no se puede proporcionar la suficiente ductilidad en las columnas que están bajo fuerza axial alta sin detalles especiales de confinamiento.

Columna Corta

Las columnas cortas que tienen pequeña relación entre la altura y la profundidad (h'/D) muestran una ductilidad pobre como se ha observado en pasados terremotos como se puede ver en la Figura 15. Las columnas cortas generalmente tienen menos ductilidad. Además, fallan en manera quebradiza antes que las otras columnas porque la deformación lateral en términos del ángulo de desplazamiento es mayor que las otras columnas a causa de longitud deformable más corta, h' , inclusive si se encuentran sujetas a la misma deflexión inter-piso. Las columnas cortas son causadas con frecuencia por la presencia de pretilas en los marcos.

Proporcionar una división o hendidura estructural entre columnas y los pretilas es una técnica disponible para evitar este tipo de miembro desfavorable como se muestra en la Figura 16.

5. COMENTARIOS FINALES

En este trabajo hemos revisado el daño a edificios de concreto reforzado que se ha observado en terremotos pasados así como los puntos claves para el diseño y la construcción de un edificio con suficiente capacidad sísmica. Especialmente en el diseño de un edificio basado en el factor de reducción debido a su ductilidad, es esencial estimar la ductilidad y proporcionar la ductilidad esperada en el edificio considerando la planeación estructural básica y los detalles de los miembros.

6. REFERENCIAS

[1] Tsuneo OKADA: "Diseño Sísmico de Viviendas - Estructuras Modernas y Estructuras Tradicionales". Memorias del Simposio Internacional sobre Prevención de Desastres Sísmicos en la Ciudad de México, CENAPRED, 1992.5.

[2] Asociación Japonesa para la Prevención de Desastres en la Construcción: "Lineamientos para la Evaluación Sísmica de los Edificios de Concreto Reforzado ya Existentes". 1977 (en japonés, revisado en 1990).

TABLA 1: Número de muertos debido a recientes sismos destructivos

Terremotos	Muertos
1970 Perú	70000
1976 Tangahan	240000
1985 México	10000?
1988 Spitak (Armenia)	45000 o más?
1989 Loma Prieta (USA)	61
1990 Manjil (Irán)	37000
1990 Luzon (Filipinas)	2500
1991 Pakistán-Afghan	181
1992 Erzincan (Turquía)	677
1992 Cairo (Egipto)	561

TABLA 2: Estadística de los daños debidos a sismos pasados en Japón

TERREMOTOS	MAGNITUD	NUMERO DE MUERTOS		EDIFICIOS DAÑADOS
1891 Nobi	8.4	7273	142177	-
1923 Kwanto	7.9	99331	128266	126233
1924 Urban Building Law	Ley de Construcción Urbana			
1944 Tohnankai	8.0	998	26130	46950
1946 Nankai	8.1	1330	11591	23487
1948 Fukui	7.3	3895	35420	11449
1950 Building Standard Law	Ley de Construcción Urbana			
1964 Nigata	7.7	26	2134	6293
1968 Tokachi-oki	7.9	50	928	4969
1975 Ohitaken-chubu	6.4	0	58	93
1978 Izu Ohshima-Kinkai	7.0	25	96	616
1978 Miyagiken-oki	7.4	28	1383	6190
1983 Nihonkai-chubu	7.7	104*	1584	3515
1992 Kushiro-oki	7.8	1	12	72
1992 Hokkaidok Nansei-oki	7.8	200*	1118	484

*Debido a tsunami i.e , ola gigante

** Los números en la columna izquierda y derecha indican el número de edificios total o parcialmente dañados respectivamente.

TABLA 3: Relación de análisis, diseño y evaluación

	Análisis de Respuesta	Diseño Sísmico	Evaluación Sísmica
Movimiento sísmico (aceleración máxima)	dado	dado	a obtenerse
Resistencia (resistencia a la cedencia)	dada	a obtenerse	dada
Desplazamiento (ductilidad)	a obtenerse	dado	dado

Tabla 4. Criterio Básicos del Diseño Sísmico en Japón

Nivel de Fuerza Sísmica	Prob. durante la ida Util	Procedimiento de Diseño	Nivel de Daño
Moderada (80-100 gals)	Varias veces	Esfuerzos Admisibles	Debe mantenerse la función de la estructura.
Severa (300-400 gals)	Una vez	Resistencia Ultima	Fluencia en los miembros, pero evitando pérdidas humanas debido al colapso.

- Factor de Reducción Dependiendo de la Ductilidad

México: $C_B = C/Q$ El tipo de la Estructura determina el valor de "Q".

Japón: $C_B = C \times D_s$ El diseñador determina "D_s" considerando la Ductilidad de las estructuras.

Tabla 5. Clasificación de la Ductilidad de los Miembros en Japón

Vigas y Columnas		< --Mayor Ductilidad		Menor Ductilidad-->		Frágil
Tipo de Miembro		FA	FB	FC	FD	
Modo de Falla Requerido		Modo de Falla por Flexión				
Columna	H/D	≥ 2.5	≥ 2.0	-	Otros	
	$\sigma\sigma/F_c$	≤ 0.35	≤ 0.45	≤ 0.55		
	P_t	$\leq 0.8\%$	$\leq 1.0\%$	-		
	$\tau u/F_c$	≤ 0.1	≤ 0.125	≤ 0.15		
Viga	$\tau u/F_c$	≤ 0.15	≤ 0.20	-		

H/D: Relación alto-ancho

$\sigma\sigma$: Esfuerzo Axial

F_c : Resistencia de Compresión del Concreto

P_t : Cantidad del Refuerzo a Tensión

τu : Esfuerzo Cortante Ultimo

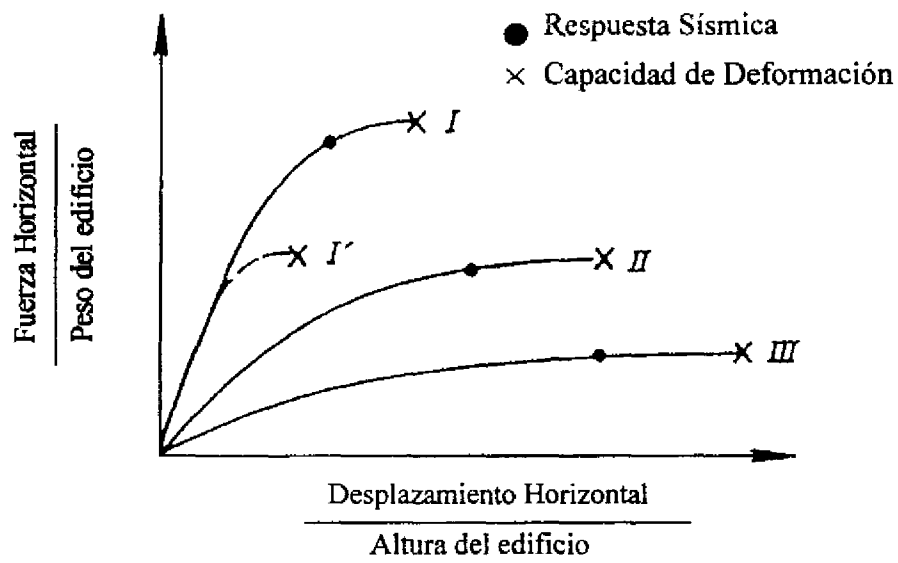


Fig. 1: Respuesta Sísmica y capacidad de deformación

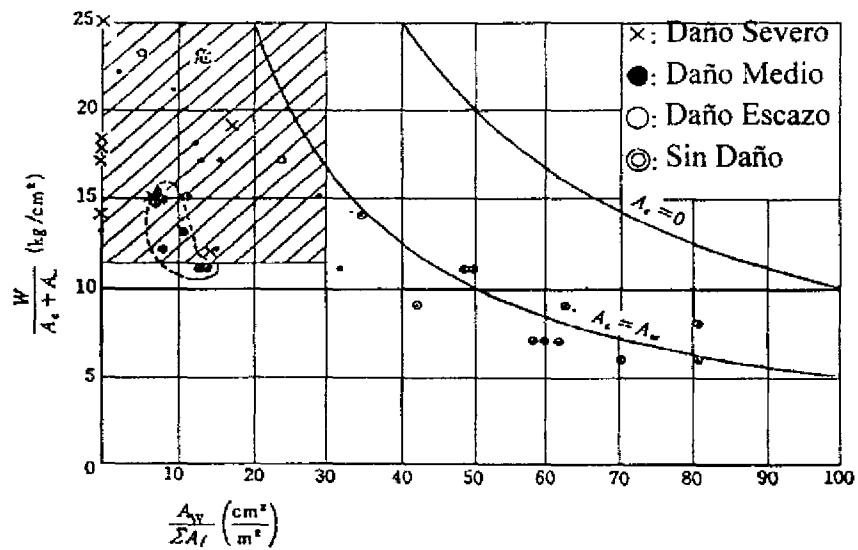


Fig. 2: Índice de área de muro vs esfuerzo cortante promedio

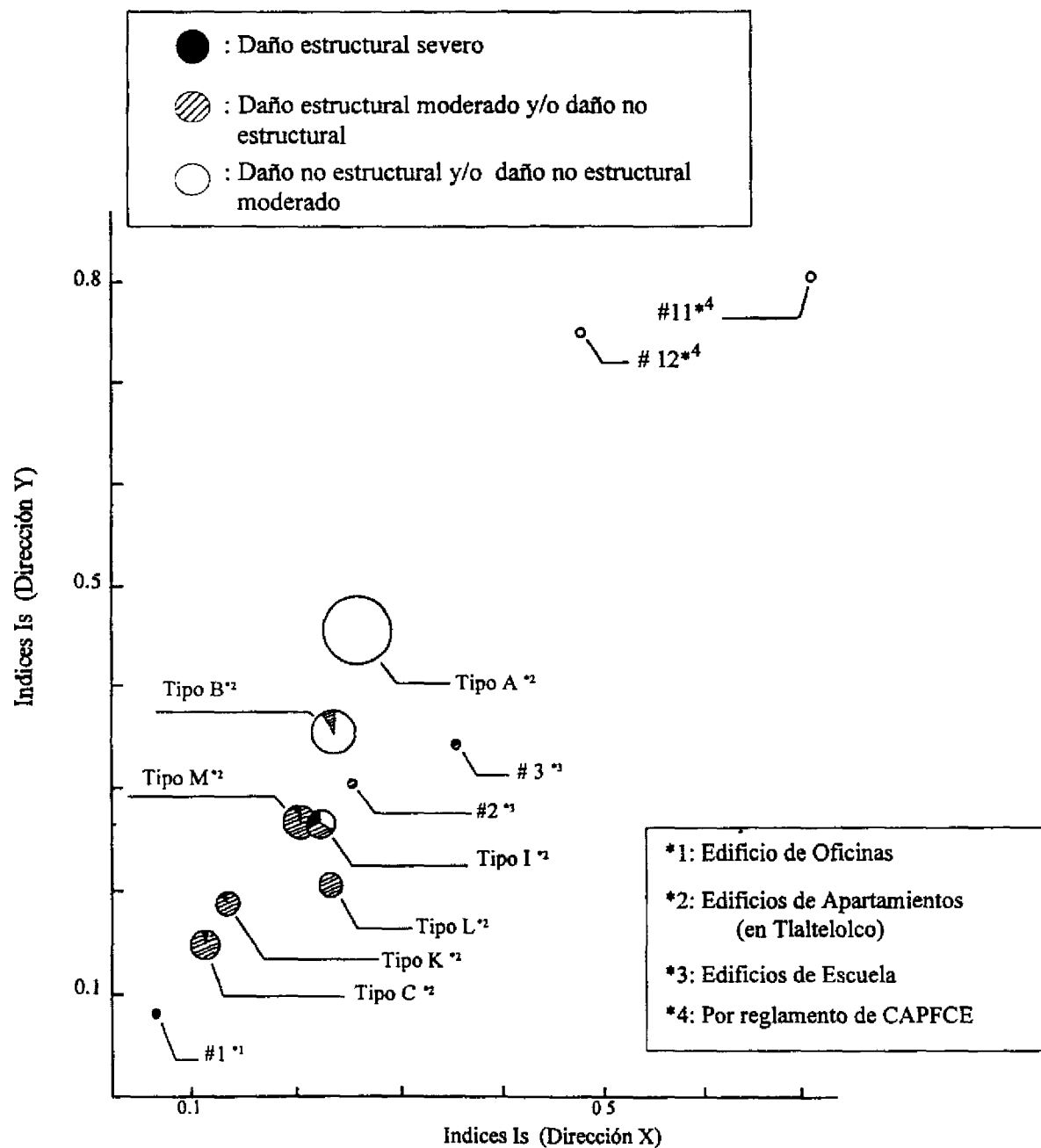


Fig. 3: Capacidad sísmica de los edificios de apartamentos hechos de concreto

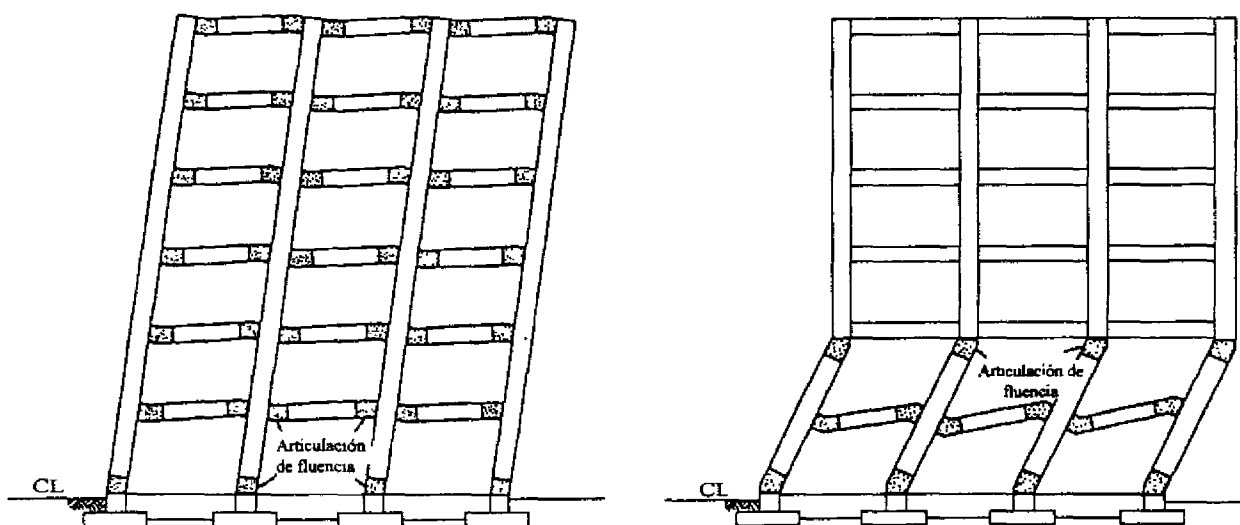


Fig. 4: Mecanismos de cedencia

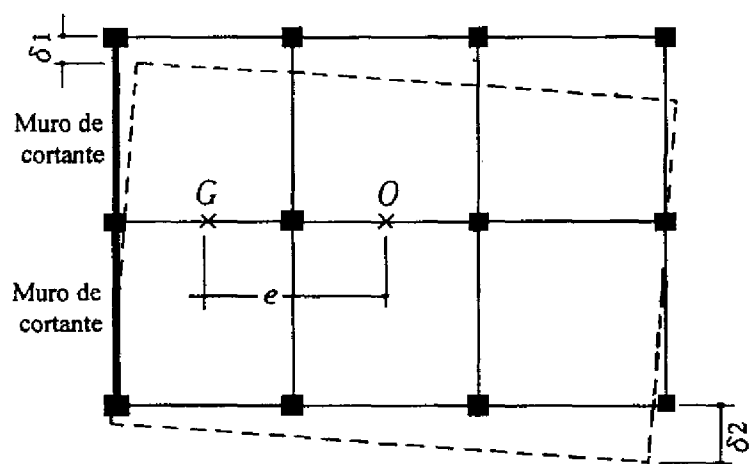


Fig. 5: Efecto torcional

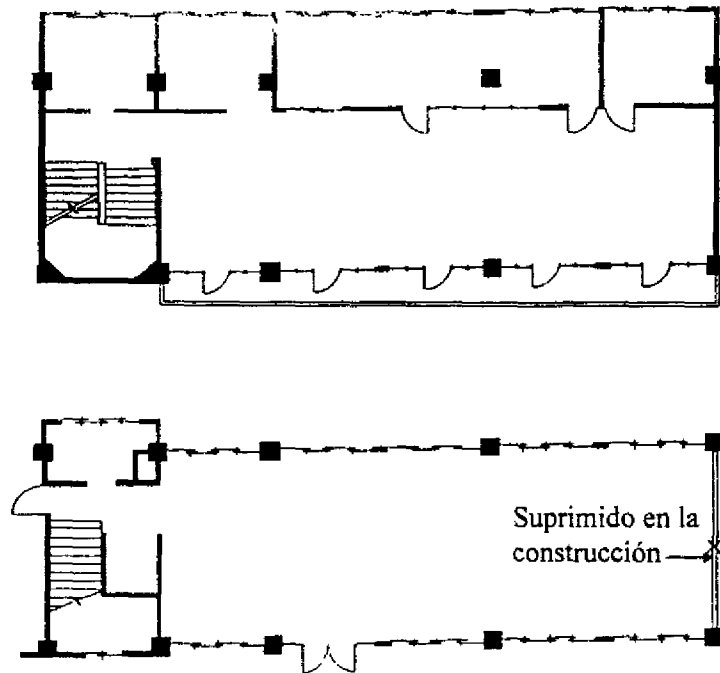
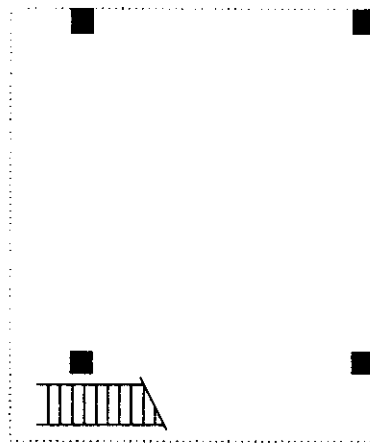
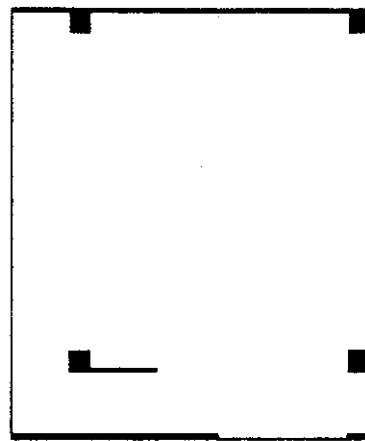


Fig. 6: Daño debido al efecto torcional



Planta del 1º piso



Plantas del 2º y 3º piso

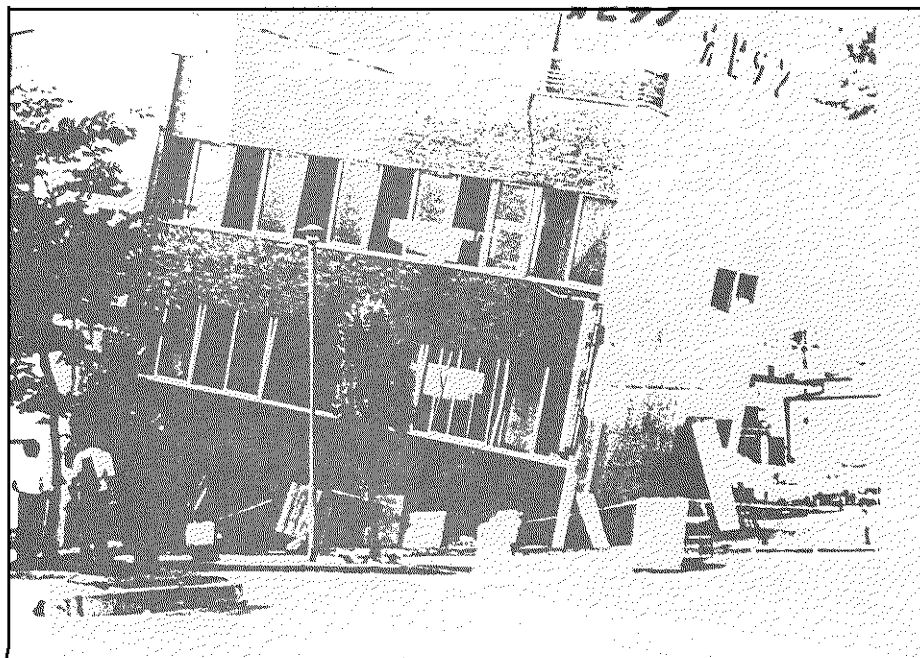


Fig.7: Daño debido al efecto torsional