

# CONCEPTO DE LA REGULACION DEL DISEÑO SISMICO DE CONSTRUCCIONES EN JAPON

Tatsuo Murota<sup>1</sup>

## 1. INTRODUCCION

Historia de desastres sísmicos y regulación de construcciones en Japón.

- (1) El primer código de construcción en Japón es el Código de Construcción Urbana, que se emitió en 1919. Este código era aplicable únicamente a las construcciones en las ciudades grandes, y no incluía ningún reglamento de carácter técnico sobre el diseño sísmico.
- (2) En 1923, el gran sismo de Kanto devastó la ciudad de Tokyo, lo cual motivó que se introdujera en el Código de Construcción un reglamento que estableció el diseño sísmico con esfuerzos permisibles y el coeficiente basal al cortante de 0.2.
- (3) Sin embargo, en aquel momento muy pocos ingenieros eran capaces de hacer un cálculo estructural en Japón. Por esta situación, los profesores del Instituto de Arquitectura de Japón editaron el Lineamiento de Cálculo Estructural y lo publicaron en 1933. El libro contribuyó mucho a la difusión de los métodos del cálculo estructural de diseño y con él se formaron muchos ingenieros expertos en estructura después de los años 30. A pesar de estos esfuerzos, los grandes sismos continuaron causando graves daños, tanto materiales como personales hasta alrededor de 1950.
- (4) Esta situación se debía, principalmente, al hecho de que el Código de Construcción Urbana no se aplicaba a las construcciones que se encontraban fuera de las grandes ciudades. Al promulgarse la Ley de Normas de Construcción en 1950, en sustitución del Código de Construcción Urbana, la nueva ley dispuso que cualquier construcción que se ejecute en cualquier parte del territorio japonés debe ser diseñada por ingenieros de construcción con licencia, adoptando el método de diseño sísmico de esfuerzos permisibles con un coeficiente basal al cortante de un 0.2. Además, el diseño debe pasar por la aprobación de *los funcionarios inspectores de construcción*.
- (5) Después de la entrada en vigor de esta ley, se redujo grandemente el número de víctimas y de edificios destruidos por un sismo. Su número disminuyó a una décima parte en comparación con las décadas anteriores.
- (6) Sin embargo, aun después del '50, se registraron daños significativos con los sismos grandes, que ascendieron a varios cientos o más de 1,000 edificios dañados en algunos casos (el sismo de Niigata, en 1962, y el sismo del mar de Tokachi, 1968.)
- (7) Informes de investigación sobre los daños registrados indicaron lo siguiente:
  - a. Cuando el esfuerzo generado en el armazón de la estructura está dentro del límite de elasticidad, no se producen grandes daños, pero cuando el esfuerzo rebasa este límite en algunas partes, los daños se hacen muy severos en algunos casos.
  - b. Los modos de falla observados con frecuencia en los edificios seriamente dañados eran los siguientes:
    - i. Fallas por cortante en las columnas de concreto reforzado en los edificios de tipo marco rígido.
    - ii. Fracturas y pandeos locales en las juntas de los miembros de las estructuras de acero.

---

<sup>1</sup>Asesor en Jefe del Equipo Asesor Japonés en el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

(8) Entre 1972 y 1976, el Ministerio de Construcción realizó investigaciones exhaustivas sobre las fallas por cortante en las columnas de concreto reforzado y sobre el comportamiento plástico de las juntas en las estructuras de acero. Con base en los resultados de la investigación, se revisaron amplia y drásticamente las regulaciones del diseño sísmico contenidas en la Ley de Normas de Construcción, en 1981.

(9) El concepto esencial de estas revisiones es el siguiente: "aunque se haga el diseño de esfuerzos permisibles, siempre existen posibilidades de que una construcción reciba, en algunos lugares de sus miembros estructurales, una fuerza mayor a la supuesta en un terremoto severo. El exceso puede ocasionar una falla súbita de los miembros estructurales, originando así un serio daño en el edificio. Por lo tanto, es necesario comprobar el comportamiento pos-plástico de los marcos estructurales para evitar este fenómeno, además de la aplicación del diseño de esfuerzo permisible.

(10) Sin embargo, es extremadamente difícil estimar teóricamente el comportamiento sísmico plástico de una estructura con precisión. Por lo tanto, en los reglamentos de diseño sísmico actuales se adopta un método aproximado de estimación, tomando en consideración los datos experimentales obtenidos en el proyecto de investigación mencionado anteriormente.

Veamos ahora cómo se realiza el diseño relacionado con el comportamiento plástico de la estructura en las normas actuales de diseño sísmico.

## **2. NORMAS ACTUALES DE DISEÑO SISMICO.**

(1) Requerimientos de las normas.

Las normas actuales suponen dos niveles de terremoto, y establecen los siguientes requerimientos para cada uno de ellos:

Frente a los movimientos terrestres de un sismo del nivel 1:

- i) El armazón estructural de los edificios debe resistir elásticamente, y
- ii) Los elementos no estructurales no deben desprenderse. (Ver la nota al calce)\*

Frente a los movimientos terrestres de un sismo del nivel 2:

- i) Las construcciones no deben colapsarse o poner en peligro vidas humanas.

(2) Movimientos telúricos sísmicos esperados.

La definición de los terremotos esperados no está explícitamente explicada en la Ley. Su definición es indirecta y se hace por medio del coeficiente basal al cortante de respuesta establecido para cada una de las zonas. Por ejemplo, en Tokyo,

i) El nivel 1 corresponde a los terremotos que generen una fuerza de corte de respuesta correspondiente al coeficiente basal al cortante de 0.2.

ii) El nivel 2 corresponde a los terremotos que generen una fuerza de corte de respuesta correspondiente al coeficiente basal al cortante de 1.0.

El Ministerio de Construcción interpreta que un edificio puede ser expuesto durante su vida útil a varios terremotos del nivel 1 - terremotos de mediana intensidad (o terremotos moderados)- y menos de un terremoto de nivel 2, que

---

\* Para prevenir que los elementos no estructurales se desprendan, el desplazamiento lateral por piso de cada piso en los terremotos moderados debe ser menor o igual a  $1/200$  y  $1/50$  de la altural del piso, para estructuras de concreto reforzado y de acero, respectivamente.

son grandes sismos (o terremotos severos). En esta plática, se utilizarán los términos "moderado" y "severo" para significar los terremotos de nivel 1 y 2, respectivamente.

(3) Carga lateral cortante en la estructura superior al nivel de la tierra.

La carga lateral cortante ( $Q_i$ ) del piso  $i$  por arriba del nivel de la tierra debe ser determinada de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Q_i = C_i \times W_i \quad (1)$$

Donde:

$C_i$  = coeficiente de la carga lateral cortante del piso  $i$  determinado de acuerdo con la ecuación [2].

$W_i$  = el peso del edificio en los niveles superiores al piso  $i$ .

El coeficiente de carga lateral cortante del piso  $i$ ,  $C_i$ , debe ser determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o \quad (2)$$

Donde:

$Z$  = coeficiente zonal de peligrosidad sísmica.

$R_t$  = coeficiente espectral de diseño, que debe ser determinado por el tipo de perfil de suelo y el periodo natural fundamental del edificio.

$A_i$  = factor de distribución de la carga lateral cortante, que debe ser determinado por el periodo natural fundamental y la distribución del peso del edificio, y

$C_o$  = el coeficiente estándar de carga lateral cortante, que debe ser no menor a 0.2 para terremotos moderados y a 1.0 para terremotos severos.

(4) Carga última lateral cortante.

La carga última lateral cortante en cada piso no debe ser menor al cortante lateral último necesario ( $Q_{un}$ ) determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud} \quad (3)$$

Donde.

$Q_{ud}$  = cortante lateral sísmico para los movimientos terrestres de terremotos severos.

$D_s$  = coeficiente estructural relacionado con la ductilidad de los marcos estructurales, y

$F_{es}$  = factor de la forma determinado de la siguiente manera:

$$F_{es} = F_e \times F_s \quad (4)$$

Donde:

$F_e$  es el factor de la excentricidad de la rigidez y  $F_s$  es un factor definido como una función de la variación de la rigidez lateral a lo largo de la altura del edificio. Los valores correspondientes al  $F_e$  y al  $F_s$  son de 1.0 a 1.5.

El coeficiente estructural,  $D_s$ , es un coeficiente decreciente relacionado con la ductilidad de la armazón estructural. Este coeficiente se determina de acuerdo con el tipo de armazón y la ductilidad de los miembros estructurales y sus conexiones. Es decir, el diseñador determina las secciones de los miembros y las conexiones, y luego opta por un valor para este coeficiente con base en la ductilidad estimada de estos miembros y conexiones.

### **3. PUNTOS PRINCIPALES DEL DISEÑO SISMICO BAJO LAS NORMAS ACTUALES.**

#### **(1) Diseño preliminar.**

En comparación con el método de diseño de esfuerzos permisibles, el diseño preliminar es complejo y difícil, ya que muchos factores intervienen en la decisión sobre el tamaño y la disposición de los miembros estructurales. Los factores principales que deben ser tomados en cuenta al realizar el diseño preliminar son: el modo de falla de la armazón estructural, la ductilidad de los miembros estructurales y el coeficiente estructural  $D_s$ , la asimetría de la estructura, el desplazamiento interespacial en el momento de un terremoto moderado, etc.

La selección del modo de falla, o en otras palabras, el grado de ductilidad de los miembros estructurales afecta seriamente la economía de la construcción y también el proyecto de arquitectura. Si los diseñadores erigen el valor de 0.55, el valor máximo, como el de  $D_s$ , ya no se les exige considerar con base en el comportamiento plástico de los edificios, pero las estructuras resultantes serán muy costosas, porque tendrán que hacer el diseño con el esfuerzo permisible suponiendo un coeficiente basal al cortante de 0.55. Adoptar valores muy pequeños para el  $D_s$  también aumentará el costo, ya que se tendrán que diseñar y construir detalles muy especiales.

#### **(2) Consideración sobre la irregularidad.**

Cuando la distribución del peso y de la rigidez lateral de cada uno de los pisos no sea homogénea en la dirección de la altura, o en el caso de que exista un alto grado de excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de gravedad en algunos niveles, la fuerza lateral cortante debe ser incrementada grandemente, y a los diseñadores de estructura se les exige dar una atención especial al comportamiento plástico del edificio.

#### **(3) Resistencia final al cortante lateral.**

La resistencia final al cortante lateral se calcula suponiendo que la distribución en la dirección de la altura de la fuerza solicitante es igual a  $A_i$  de la ecuación [2]. Cuando existan, en los marcos estructurales, componentes que fallen frágilmente, sus influencias deberán ser consideradas en forma apropiada en el cálculo de la resistencia final al cortante lateral de los marcos.

#### **(4) Coeficiente estructural, $D_s$ .**

El valor de  $D_s$  se calcula por nivel y por la dirección de acción de la carga sísmica. La forma de cálculo se detalla en la Notificación del Ministerio de Construcción, y es la siguiente a grandes rasgos:

#### **Para Estructuras de Concreto Reforzado**

(i) Se identifican y se clasifican las columnas y las vigas en cuatro categorías por su ductilidad, a, b, c y d; el método de identificación es el siguiente:

Cuando una columna o una viga satisface las siguientes condiciones, la clasificación de su ductilidad se debe hacer según la tabla que aparece abajo. Las columnas o vigas que no las satisfagan se agrupan en la categoría d.

Condición: que no se produzca la falla por cortante hasta llegar al máximo de la deformación prevista en el diseño.

Se calcula la suma de la resistencia a la carga cortante de las columnas (y de las vigas) por categoría,  $cQ_a$ ,  $cQ_b$ ,

$cQc$  y  $cQd$ , y la suma total de la resistencia,  $cQu = cQa + cQb + cQc + cQd$ .

Tabla 1. Clasificación de la ductilidad de las columnas

Categoría de ductilidad	Condiciones que deben satisfacer			
	$h_o/D$	$\sigma_o/F_c$	$p_t$	$\tau_u/F_c$
a	$\geq 2.5$	$\leq 0.35$	$\leq 0.8 \%$	$\leq 0.1$
b	$\geq 2.0$	$\leq 0.45$	$\leq 1.0 \%$	$\leq 0.125$
c	---	$\leq 0.55$	---	$\leq 0.15$
d	---	---	---	---

En esta tabla,  $h_o$  = altura de la columna,  $D$  = profundidad de la columna,  $\sigma_o$  = esfuerzo axial de compresión en la columna cuando el piso llega al mecanismo de colapso,  $F_c$  = resistencia del concreto,  $p_t$  = relación de refuerzo longitudinal a la tensión,  $\tau_u$  = esfuerzo cortante promedio cuando el piso llega al mecanismo de colapso.

Tabla 2. Clasificación de la ductilidad de las vigas.

Clasificación por ductilidad	Condiciones que debe de satisfacer $\tau_u/F_c$
a	$\leq 0.15$
b	$\leq 0.20$
c	$> 0.20$

(ii) Se identifican y se clasifican los muros de corte en cuatro categorías, a, b, c, y d. El método de clasificación es el siguiente:

Cuando el muro de corte no se hace sujeto a la falla por cortante hasta la deformación lateral final prevista en el diseño, la ductilidad de los muros debe ser identificada según la tabla que aparece abajo. Los otros muros de corte serán clasificados como de categoría d.

Tabla 3. Clasificación de la ductilidad de los muros de corte.

Clasificación por ductilidad	Condiciones que deben satisfacer $\tau_u/F_c$
a	$\leq 0.20$
b	$\leq 0.25$
c	$> 0.25$

Se calcula la suma de la resistencia al cortante de los muros por categoría,  $wQa$ ,  $wQb$ ,  $wQc$  y  $wQd$ , y la suma total de la resistencia,  $wQu = wQa + wQb + wQc + wQd$ .

(iii) Cuando exista una gran cantidad de columnas, vigas y muros de carga que se clasifican en la categoría d, y que éstos lleguen a ocupar una parte considerable del total de la resistencia final al cortante lateral del piso, el

coeficiente estructural del piso debe ser determinado de la siguiente manera:

$$D_s = 0.45 \quad \text{para} \quad \beta_u \leq 0.3$$

$$D_s = 0.5 \quad \text{para} \quad 0.3 < \beta_u \leq 0.7$$

$$D_s = 0.55 \quad \text{para} \quad 0.7 < \beta_u$$

donde  $\beta_u = w_{Qu}/(w_{Qu} + c_{Qu})$

(iv) Cuando el marco estructural no incluye ningún miembro estructural de la categoría d, o el comportamiento de los miembros estructurales de la categoría d es ignorable, el  $D_s$  se calcula de la siguiente forma:

(v) Se determinan los rangos de ductilidad de los marcos de columna-viga de la siguiente manera:

Tabla 4. Rangos de ductilidad de los marcos de columna-viga.

FA	$c_{Qa}/c_{Qu} \geq 0.5 \ \& \ c_{Qc}/c_{Qu} \leq 0.2$
FB	$c_{Qc}/c_{Qu} < 0.5$
FC	$c_{Qc}/c_{Qu} \geq 0.5$

(vi) Se determinan los rangos de ductilidad de los sistemas de muro cortante según la tabla 5:

Tabla 5. Rangos de ductilidad de los sistemas de muro cortante

WA	$w_{Qa}/w_{Qu} \geq 0.5 \ \& \ w_{Qc}/w_{Qu} \leq 0.2$
WB	$w_{Qc}/w_{Qu} < 0.5$
WC	$w_{Qc}/w_{Qu} \geq 0.5$

(vii) Basándose en los rangos de ductilidad obtenidos arriba, se determina  $D_s$  por el valor resultante en la siguiente tabla, donde  $\beta_u = w_{Qu}/(c_{Qu} + w_{Qu})$ .

Tabla 6. Coeficiente estructural  $D_s$ , cuando  $\beta_u \leq 0.3$

Rango de ductilidad	WA	WB	WC	WD
FA	0.3	0.35	0.35	0.4
FB	0.35	0.35	0.35	0.4
FC	0.4	0.4	0.4	0.45
FD	0.45	0.45	0.45	0.45

Tabla 7. Coeficiente estructural  $D_s$ , cuando  $0.3 < \beta_u \leq 0.7$

Rango de ductilidad	WA	WB	WC	WD
FA	0.35	0.4	0.4	0.45
FB	0.4	0.4	0.45	0.5
FC	0.45	0.45	0.45	0.5
FD	0.5	0.5	0.5	0.5

Tabla 8. Coeficiente estructural  $D_s$ , cuando  $\beta_u > 0.7$

Rango de ductilidad	WA	WB	WC	WD
FA	0.4	0.45	0.5	0.55
FB	0.45	0.45	0.5	0.55
FC	0.45	0.5	0.5	0.55
FD	0.55	0.55	0.55	0.55

**Para Estructuras de Acero.**

(i) Se identifican y se clasifican las columnas y vigas en cuatro categorías, por su ductilidad, a, b, c, y d. El método de identificación es el siguiente:

Cuando una columna o una viga satisface las siguientes condiciones, su categoría de ductilidad se determina según la tabla que aparece abajo. Las columnas y vigas que no satisfagan estas condiciones se agrupan en la categoría d.

Condición: Las columnas no deben pandearse lateralmente, y las conexiones viga-columna no deben fallar hasta que las vigas y las columnas se sujeten a la máxima deformación plástica prevista en el diseño.

Se calcula la suma de la resistencia al cortante de las columnas por categoría,  $cQ_a$ ,  $cQ_b$ ,  $cQ_c$  y  $cQ_d$ , y la suma total,  $cQ_u = cQ_a + cQ_b + cQ_c + cQ_d$ .

Tabla 9. Clasificación de la ductilidad de las columnas H, con la resistencia a la tensión de 41 ó 50 kg/mm<sup>2</sup>. En esta tabla, bf/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de las bridas, y bw/tes la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de las almas.

Resistencia a la tensión del acero (kg/mm <sup>2</sup> )	Clasificación por ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer	
		bf/t	b <sub>w</sub> /t
41	a	≤ 9.5	≤ 43
	b	≤ 12	≤ 45
	c	≤ 15.5	≤ 48
	d	> 15.5	> 48
50	a	≤ 8	≤ 37
	b	≤ 10	≤ 39
	c	≤ 13.2	≤ 41
	d	> 13.2	> 41

Tabla 10. Clasificación por ductilidad de columnas de tubo cuadrado, con la resistencia a la tensión de 41 ó 50 kg/mm<sup>2</sup>. En esta tabla, b/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de los tubos.

Resistencia a la tensión del acero (kg/mm <sup>2</sup> )	Clasificación por ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer b/t
41	a	≤ 33
	b	≤ 37
	c	≤ 48
	d	> 48
50	a	≤ 27
	b	≤ 32
	c	≤ 41
	d	> 41

Tabla 11. Clasificación por ductilidad de columnas cilíndricas con una resistencia a la tensión de 41 ó 50 kg/mm<sup>2</sup>. En esta tabla, b/t es la relación circunferencia-grosor de la placa del cilindro.

Resistencia a la tensión del acero (kg/mm <sup>2</sup> )	Clasificación por ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer
41	a	≤ 50
	b	≤ 70
	c	≤ 100
	d	> 100
50	a	≤ 36
	b	≤ 50
	c	≤ 73
	d	> 73

Tabla 12. Clasificación por ductilidad de las vigas de sección H, con una resistencia a la tensión de 41 ó 50 kg/mm<sup>2</sup>. En esta tabla, bf/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de las bridas, y bw/t es la relación ancho máximo-grosor de los elementos de placa de las almas.

Resistencia a la tensión del acero (kg/mm <sup>2</sup> )	Clasificación por ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer	
		bf/t	bw/t
41	a	≤ 9	≤ 60
	b	≤ 11	≤ 65
	c	≤ 15.5	≤ 71
	d	> 15.5	> 71
50	a	≤ 7.5	≤ 51
	b	≤ 9.5	≤ 55
	c	≤ 13.2	≤ 61
	d	> 13.2	> 61

(ii) Se identifican y se clasifican las dalas diagonales en 3 categorías por su ductilidad, BA, BB y BC. El método de clasificación es el siguiente:

La clasificación se realiza con la condición mencionada más adelante, y las dalas que no las satisfagan se agrupan en la categoría BD.

Condición: ninguna parte de la dala, incluyendo las juntas, debe fallar mientras que la fuerza tensional que actúe sobre la dala no llegue a la fuerza de fluencia de la dala.

Tabla 13. Clasificación por ductilidad de las dalas. En esta tabla, λ<sub>e</sub> y F son la relación efectiva de esbeltez y la resistencia a la tensión de las dalas (kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente.

Clasificación por ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer
BA	λ <sub>e</sub> ≤ 50√F
BB	50√F (λ <sub>e</sub> ≤ 90√F)
BC	90√F (λ <sub>e</sub> ≤ 200√F)

Se calcula la suma de la resistencia a la carga cortante de las dalas diagonales por categoría, bQ<sub>a</sub>, bQ<sub>b</sub>, bQ<sub>c</sub> y bQ<sub>d</sub>, y la suma total, bQ<sub>u</sub> = bQ<sub>a</sub> + bQ<sub>b</sub> + bQ<sub>c</sub> + bQ<sub>d</sub>

(iii) Cuando existe una gran cantidad de columnas, vigas y dalas diagonales que se agrupan en la categoría d, y que la resistencia final al cortante lateral de éstas ocupa una parte considerable del total de la resistencia final al cortante lateral del piso, el coeficiente estructural del piso se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 D_s &= 0.40 & \text{para} & & \beta_u \leq 0.3 \\
 D_s &= 0.45 & \text{para} & & 0.3 < \beta_u \leq 0.7 \\
 D_s &= 0.5 & \text{para} & & 0.7 < \beta_u
 \end{aligned}$$

donde  $\beta_u = bQ_u / (bQ_u + cQ_u)$

(iv) Cuando el marco estructural no incluye ningún miembro estructural de la categoría d, o cuando el comportamiento de los miembros estructurales de la categoría d es ignorable, se calcula el  $D_s$  de la siguiente manera:

(v) Se calculan las dos ecuaciones siguientes:

$$cQ_u = cQ_a + cQ_b + cQ_c \quad \text{y} \quad bQ_u = bQ_a + bQ_b + cQ_c$$

(vi) Se determina la categoría de ductilidad del marco columna-viga según la tabla 14.

Tabla 14. Categorías de ductilidad de los marcos de viga-columna.

Categoría de ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer
FA	$cQ_a/cQ_u \geq 0.5$ y $cQ_c/cQ_u \leq 0.2$
FB	$cQ_c/cQ_u < 0.5$
FC	$cQ_c/cQ_u \geq 0.5$

(vii) Se determinan las categorías por ductilidad de los sistemas con dadas diagonales según la tabla 15.

Tabla 15. Categorías de ductilidad de los sistemas con dadas diagonales.

Categorías de ductilidad	Condiciones que hay que satisfacer
WA	$wQ_a/wQ_u \geq 0.5$ y $wQ_c/wQ_u \leq 0.2$
WB	$wQ_c/wQ_u < 0.5$
WC	$wQ_c/wQ_u \geq 0.5$

(viii) Basándose en los rangos de ductilidad obtenidos por los procedimientos arriba mencionados, el  $D_s$  debe ser determinado de acuerdo con las siguientes tablas, donde  $\beta_u = bQ_u/(bQ_u + cQ_u)$ .

Tabla 16. Coeficiente estructural  $D_s$  en el caso de  $\beta_u \leq 0.3$

Categoría de ductilidad	BA	BB	BC
FA	0.25	0.25	0.3
FB	0.3	0.3	0.3
FC	0.35	0.35	0.35
FD	0.4	0.4	0.4

Tabla 17. Coeficiente estructural  $D_s$  en el caso de  $0.3 < \beta_u \leq 0.7$

Categoría de ductilidad	BA	BB	BC
FA	0.25	0.3	0.35
FB	0.3	0.3	0.35
FC	0.35	0.35	0.4
FD	0.4	0.45	0.45

Tabla 18. Coeficiente estructural  $D_s$  en el caso de  $\beta_u > 0.7$

Categoría de ductilidad	BA	BB	BC
FA	0.25	0.35	0.4
FB	0.3	0.35	0.4
FC	0.35	0.4	0.45
FD	0.4	0.5	0.5

#### 4. CONCLUSIONES.

El sismo de Kushiro, ocurrido el 15 de enero de 1993, cerca de la isla de Hokkaido, con 7.8 de magnitud, fue el primer terremoto del nivel 2 que azotó Japón en los 12 años transcurridos después de la entrada en vigor de las normas revisadas del diseño sísmico de la Ley de Estándares de Construcción. En este terremoto, se registró una aceleración terrestre de  $711 \text{ cm/seg}^2$  en la ciudad de Kushiro, a unos 110 kilómetros del epicentro sísmico. Sin embargo, los daños en los edificios en esta ciudad, diseñados de acuerdo con la regulación revisada, fueron muy leves.

El siguiente terremoto del nivel 2 fue el Terremoto del Mar del Este de Hokkaido, acaecido el 4 de octubre de 1994, que tuvo una magnitud de 8.1.

Tampoco en este caso, los edificios ubicados en las ciudades de Kushiro y Nemuro, localizadas a 150 km del epicentro, no presentaron ningún daño considerable.

Estos hechos sugieren que la regulación actual del diseño sísmico es suficientemente eficaz para prevenir daños serios en las construcciones en los grandes terremotos. Además, esto sugiere también que el nivel de la seguridad sísmica requerido por los edificios bajo el reglamento actual es excesivo.

Como ya lo hemos visto, las normas de diseño sísmico vigentes en Japón exigen que los edificios no deben colapsarse ni poner en peligro vidas humanas cuando ocurra un terremoto del nivel 2. Este requerimiento en sí suena razonable y no excesivo. El elemento más importante causante del comportamiento sísmico excesivo de las construcciones es la insuficiencia del método adoptado en las normas para satisfacer este requerimiento. Es decir, cada una de las cláusulas técnicas incluidas en las normas contiene un juicio evidentemente conservador, que origina un comportamiento sísmico excesivo del edificio como conjunto. Muchos de estos juicios conservadores vienen de los conocimientos insuficientes sobre la relación entre "el colapso de las estructuras del edificio por los efectos dinámicos del terremoto" en términos generales y el "colapso" definido en mecánica.

Las normas de diseño sísmico vigentes en Japón en este momento constituyen un desafío para construir edificios de alta ductilidad que hagan frente a los movimientos terrestres severos. Hasta ahora, las normas no han podido tener éxitos aceptables en este aspecto.

Apéndice. Principal riesgo sísmico en Japón después de 1868

Año	Magnitud del sismo	Area epicentral	Daños
1872	Hamada M 7.1	Shimane	Daño mayor en edificios (DME) 5000; murieron más de 600.
1891	No-bi M 8.0	Aichi/Gifu	(DME) 140,000 ;Daños moderados a edificios (DMOE) 800,000 ; 7273 muertos.
1894	Northern Tokyo Bay M 7.0	Tokio/Yokohama	Gran número de (DME) y (DMOE) , 31 muerto
1894	Shonai M 7.0	Shonai Plain, Yamagata	(DME) 3858; (DMOE) 2397; Edificios incendiados (EI) 2148; 726 muertos.
1896	Meiji Sanriku M 8 1/2	Fuera de la prefecture de Iwate	No hubo daño en edificios, daños por Tsunami: 21,959 muertos, edificios perdidos 10,000 ;daños a embarcaciones 7,000. Máxima altura de ola 38.2m.
1905	Geiyo M 7 1/4	Hiroshima	Daños mayores en casa habitación (DMC) 64; 11 muertos
1909	Anegawa M 6.8	Anegawa Shiga	(DMC) 978; 41 muertos.
1911	Near Kikai-jima Island M 8.0	Kikai-jima Island Okinawa	(DMC) 422; 12 muertos.
1914	Akita Sempoku M 7.1	Sempoku County, Akita	(DMC) 640; 94 muertos.
1918	O-machi M 6.1, 6.5	O-machi, Nagano	(DME) 22; daños moderados a casa habitación (DMOC) más daños menores a casa habitación (DMEC) 2852. Dos movimientos sísmicos en un día.
1922	Chiji-ishi Bay M 6.9, 6.5	Shimabara, nagasaki	Dos movimientos sísmicos en un día, (DMC) 195; daño mayor en edificios no residenciales (DMNR) 459; 26 muertos.
1923	Great Kwanto M 7.9	Kanagawa	Gran incendio en Tokyo después del sismo. Muertos y perdidos 142,000; (DMC) + (DMOC) 254,00; casas incendiadas (CI) 447,000; máxima altura de ola de Tsunami 12m.
1925	North Tajima M 6.8	Northern Tajima, Hyogo	428 muertos; (DMC) 1295; (CI) 2,180.

1927	North Tango M 7.3	Northwest Kyoto	2,925 muertos; (MC) 12,584
1930	North Izu M 7.3	North Izu Peninsula	272 muertos; (DMC) 2,165
1931	West Saitama	Prefecture Saitama	16 muertos; (DMC) 207
1933	Sanriku M 8.1	Fuera de la prefecture de Sanriku Iwate	Daños menor por el sismo; daño debido a Tsunami: muertos y perdidos 3,064 ; casas perdidas 4,034; casa colapsadas 1,817; altura máxima de ola 28.7m.
1935	Near Shizuoka M 6.4	Near Shizuoka City	9 muertos; (DMC) 363; (DMNR) 451.
1936	Kawachi Yamato M 6.4	Osaka/Nara	9 muertos; (DMC) + (DMOC) 148; liquefacción observada.
1939	Oga M 6.8	Oga Peninsula Akita	27 muertos; (DMC) 479.
1943	Tóttori M 7.2	Tottori City	1,083 muertos; (DMC) 7,485; (DMOC) 6,158.
1944	To-nankai M 7.9	Off Tokaido	Muertos y perdidos 1,223 ; (DMC) 17,599; (DMOC) 36,520; número de casas perdidas por el Tsunami (CPT) 3,129 ; máxima altura de ola 6-8m.
1945	Mikawa M 6.8	Prefecture de Aichi	2,306 muertos ; (DMC) 7,221 ; (DMOC) 16,555 ;(DMNR) 7,221.
1946	Nankai M 8.0	Fuera de Tokaido	1,330 muertos, (DME) 11,591 ; (DMOE) 23,487; (CPT) 1,451; (CI) 2,598; máxima altura de ola 4-6m.
1948	Fukui M 7.1	Pref. Fukui	3,769 muertos; (DME) 36,184; (DMOE) 11,816; (EI) 3,851.
1949	IMAICH M 6.4	IMAICH	10 muertos; (DMC) 290; (DMOC) 2,994; (DMNR) 618.
1952	Off Tokachi M 8.2	Fuera de Tokachi	28 muertos, 5 perdidos; (DME) 815; (DMOE) 1324.
1960	Clile M 8.5	Fuera de Chile	El Tsunami llegó a la costa japonesa causando: muertos y perdidos 142; (DME) 1,500; (DMOE) 2,000.
1962	Northern Miyagi Pref. M 6.5	Pref. Miyagi	3 muertos; (DMC) 340; (DMOC) 1,114.

1964	Niigata M 7.5	Fuera de Niigata	26 muertos; (DME) 1,960; (DMOC) 6,640; liquefacción en la Ciudad de Niigata
1968	Ebino M 6.1	Ebino, Miyazaki	3 muertos, 42 heridos; (DME) 368, (DMOE) 636.
1968	1968 Off Tokachi M 7.9	Fuera de la prefecture de Aomari	52 muertos, 330 heridos, (DME) 673; (DMOE) 3,004.
1974	1974 Off Izu peninsula M 6.9	South end of Izu Peninsula	38 muertos y perdidos; 102 heridos; (DME) 134; (DMOE) 240,(EI) 5.
1978	1978 Near Izu Oshima Island M 7.0	Near Izu Oshima Isl.	25 muertos, 211 heridos; (DME) 96; (DMOE) 616.
1978	1978 Off Miyagi Pref. M 7.4	Fuera de la prefecture de Miyagi	28 muertos, 1325 heridos; (DMC) 1,183; (DMOC) 5,574
1983	Central Japan Sea M 7.7	Fuera de la prefecture de Akita.	4 muertos, 59 heridos; (DME) 934; (DMOE) 2,115; daños debido a Tsunami: 100 muertos, 104 heridos, 706 embarcaciones hundidas o perdidas.
1984	Western Nagano Prefecture M 6.8	Pref. Nagano	Ocurrió deslizamiento de terreno a gran escala ; 29 muertos, 10 heridos ;(DME) 14; (DMOE) 73.

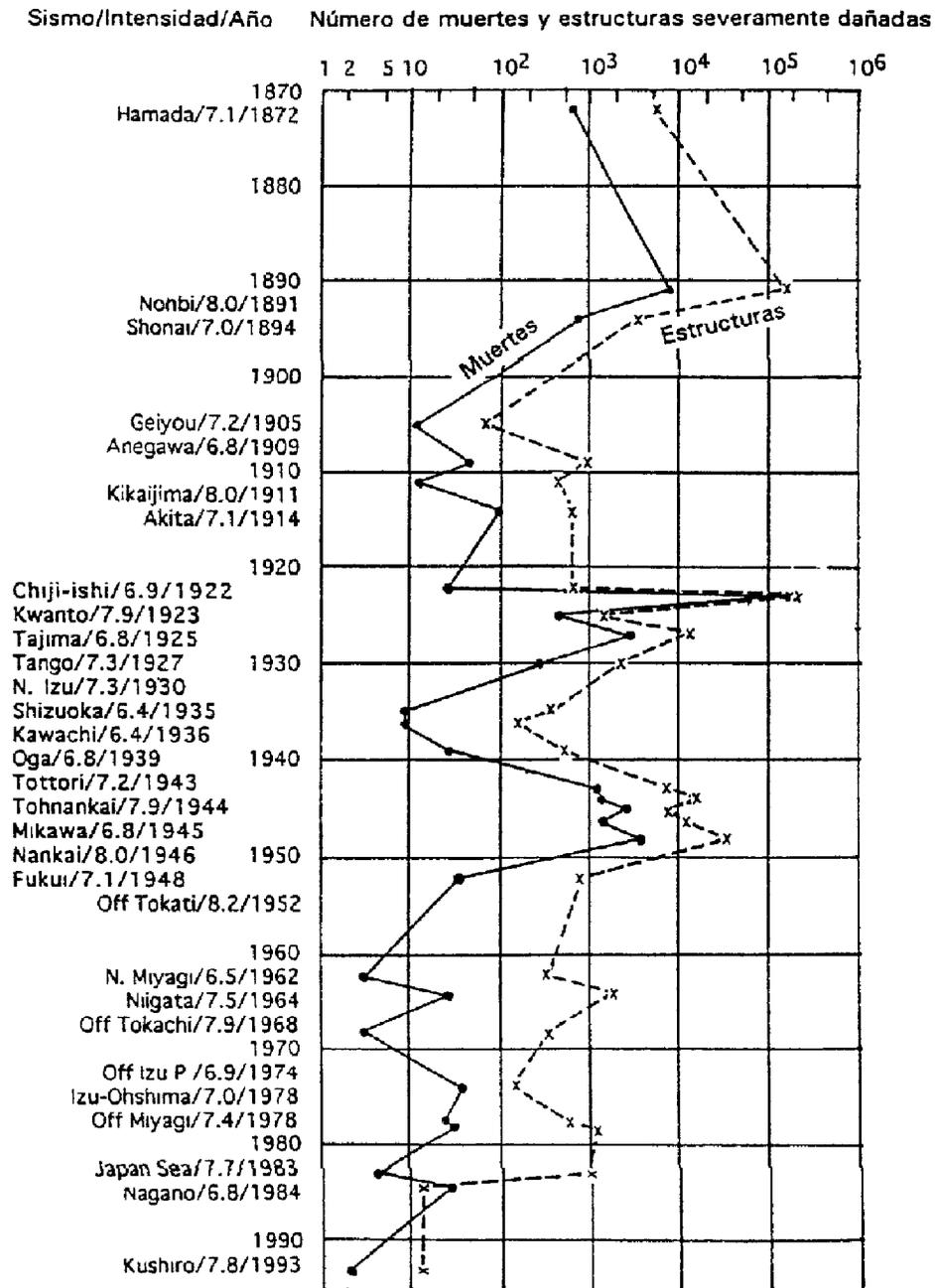


Fig. 1 Número de muertes y estructuras severamente dañadas, a causa de sismos fuertes en japon desde 1870.