

## Anexo\*

# Métodos para la determinación de la vulnerabilidad estructural de hospitales

## Introducción

Para la determinación de la vulnerabilidad estructural existen métodos de análisis cualitativos y cuantitativos de distinto grado de complejidad, en concordancia con el objetivo que se persigue al determinarla.

Los métodos cualitativos utilizan características generales de la estructura para calificarla. Generalmente están asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia sismológica de estructuras existentes, que permiten identificar el riesgo en términos generales y en algunos casos el nivel de daño. Entre estos, se pueden mencionar los propuestos por Hirosawa<sup>1</sup>, Gallegos y Ríos<sup>2</sup>, Meli<sup>3</sup>, Astroza et al.<sup>4</sup> y Shiga<sup>5</sup>.

Los métodos cuantitativos se basan en análisis que no por exhaustivos son necesariamente más precisos. Típicamente son extensiones propias de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas modernas.

Para evaluaciones a nivel preliminar, en este anexo se describe someramente el método de Hirosawa modificado, que ha sido usado por países como Chile, Perú, México y Ecuador, introduciendo algunas modificaciones para que dicha metodología sea válida para las tipologías y materiales constructivos utilizados en los países latinoamericanos.

En este método, la vulnerabilidad estructural se determina comparando de alguna forma la capacidad resistente, relaciones de forma, mantenimiento y daños anteriores de la edificación, con el nivel de sollicitación demandado por los sismos que representan el peligro sísmico y las condiciones locales del sitio donde se ubica la edificación. En el caso particular del método de Hirosawa, la comparación se hace calculando dos índices y estableciendo que la edificación es segura sísmicamente cuando el índice correspondiente a la resistencia provista por el edificio ( $I_r$ ) es mayor que la resistencia demandada ( $I_{s0}$ ).

---

<sup>1</sup> Hirosawa, M. (1992) "Retrofitting and Restoration of Buildings in Japan" IISEE Lecture Note of Seminar Course, Tsukuba, Japan.

<sup>2</sup> Gallegos, H. y Ríos, R. (1986) "Índice de calidad estructural sismo resistente", 4<sup>ta</sup> Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Tomo 2, Viña del Mar, Chile.

<sup>3</sup> Meli, R. (1991) "Diseño sísmico de muros de mampostería, la práctica actual y el comportamiento observado", Memoria Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en Vivienda Económica, CENAPRED, México D.F., México.

<sup>4</sup> Astroza, M., M.O. Moroni y M. Kupfer (1993) "Calificación sísmica de edificios de albañilería de ladrillos confinada con elementos de hormigón armado", Memorias de las XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Vol. 1, Montevideo, Uruguay.

<sup>5</sup> Shiga, T. (1977) "Earthquake Damage and the Amount of Walls in Reinforced Concrete Buildings", Proceedings 6<sup>th</sup> World Conference of Earthquake Engineering, New Delhi, India.

\* El contenido técnico del presente anexo ha sido tomado del documento "Análisis de vulnerabilidad y preparativos para enfrentar desastres naturales en hospitales en Chile", Boroschek, R., Astroza, M., Osorio, C., Kausel, E., Universidad de Chile. Estudio realizado para OPS/OMS-ECHO, Santiago, Chile, 1996.

## Método de Hirosawa

El método propuesto por Hirosawa es utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado. El método recomienda tres niveles de evaluación, que van de lo simple a lo detallado, y se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio en las direcciones principales de la planta.

El método fue propuesto originalmente para ser utilizado en edificios de hormigón armado de altura media existentes o dañados, del orden de seis a ocho pisos estructurados con muros o pórticos. En estudios más recientes el método se ha aplicado a edificios mixtos de hormigón armado y albañilería<sup>6</sup>

La vulnerabilidad estructural se establece considerando que:

- i) Si  $I_s \geq I_{s0}$  se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.
- ii) Si  $I_s < I_{s0}$  se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico, y por lo tanto se considera como inseguro.

### Cálculo del índice $I_s$

Este índice se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$I_s = E_0 * S_D * T$$

donde:

- $E_0$ : índice sísmico básico de comportamiento estructural.
- $S_D$ : índice de configuración estructural.
- T: índice de deterioro de la edificación.

### Cálculo de $E_0$

Al aplicar el primer nivel de evaluación, el término  $E_0$  se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso. Esta resistencia se calcula para cada dirección de la planta por la suma de los productos del área de la sección transversal de un muro o columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor ( $\gamma$ ) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los elementos sísmorresistentes, como por ejemplo columnas cortas o muros de albañilería, reforzados o no, si se comparan con muros o columnas de hormigón armado.

El índice  $E_0$  es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del de ductilidad (F).

$$E_0 \propto C * F$$

<sup>6</sup> Iglesias, J. (1989) "The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Seminar zoning of Mexico City after the 1985 earthquake" Earthquake Spectra, Vol. 5, N° 1.

Para el cálculo de  $E_o$ , todo elemento o subestructura vertical que forma parte de la estructura sismorresistente debe clasificarse en alguna de las categorías siguientes:

- i. Columnas cortas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación  $h_o/D$ , entre la altura libre ( $h_o$ ) y el ancho de la sección transversal ( $D$ ), es igual o menor que 2. El comportamiento sísmico de estas columnas está controlado por una falla de corte frágil que se caracteriza por el reducido nivel de deformación en el que se alcanza la resistencia y por la baja capacidad de deformación inelástica. Para establecer la altura libre se ha considerado la presencia de los elementos arquitectónicos que reducen la altura de la columna en la medida en que no se aislen de ella.
- ii. Columnas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación  $h_o/D$  es mayor que 2.
- iii. Muros de hormigón armado. Son los elementos de hormigón armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.
- iv. Muros de relleno de albañilería. Son aquellos muros de albañilería, normalmente con escaso o ningún refuerzo, ubicados en el interior de los vanos de la subestructura resistente (pórticos) sin aislarlos de ella.
- v. Muros de albañilería armada o muros de albañilería confinada con elementos esbeltos de hormigón armado, pilares y cadenas.

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la fundación; no se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso como son: parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismorresistente.

Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para atender la menor capacidad de deformación inelástica y capacidad de disipación de energía que presentan algunos elementos, como por ejemplo las columnas cortas y los muros de albañilería de relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos.

El índice  $E_o$  se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_p = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * \{ \alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c \} * F$$

donde:

$\alpha_i$ : factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico<sup>7</sup>. Los valores de estos factores se entregan en la tabla A1 cuando la capacidad sísmica está controlada por los elementos más frágiles (Tipo A), los menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente.

<sup>7</sup> Murakami, M., K. Hara, Yamaguchi, S. Shimazi (1992) "Seismic Capacity of Reinforced Concrete Buildings which Suffered 1987 Chibaken-toho-oki Earthquake", Proceedings 10<sup>th</sup> World Conference of Earthquake Engineering, Madrid, Spain.

$n_p$ : número de pisos del edificio.

$i$ : nivel que se evalúa.

$C_{mar}$ : índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería.

$C_{sc}$ : índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de hormigón armado.

$C_a$ : índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada.

$C_{ma}$ : índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada.

$C_w$ : índice de resistencia proporcionada por los muros de hormigón armado.

$C_c$ : índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado.

$F$ : índice de ductilidad asociado a los elementos verticales.  
 $F = 1,0$  si  $C_{mar}$ ,  $C_a$  y  $C_{sc}$  son iguales a cero  
 $F = 0,8$  si  $C_{mar}$ ,  $C_a$  y  $C_{sc}$  son distintos de cero

En caso de que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, el valor de  $F$  es igual a 1,0 considerando la capacidad de deformación inelástica que se logra con los elementos de confinamiento.

La capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla de elementos más frágiles; sin embargo, si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo y despreciando la resistencia de los elementos que han fallado.

**Tabla A1.**  
**Valores de los coeficientes  $\alpha_i$**

Tipo	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	Modo de falla
A	1,0	0,7	0,5	Muros de rellenos de albañilería o columnas cortas o muros de albañilería no reforzada y parcialmente confinada o muros de albañilería confinada controlan la falla.
B	0,0	1,0	0,7	Muros de hormigón armado controlan la falla.
C	0,0	0,0	1,0	Columnas de hormigón armado controlan la falla.

El término  $(n + 1)/(n + i)$  considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso  $i$ , cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio por sobre el nivel considerado.

Los índices de resistencia ( $C_i$ ) se han determinado considerando las características de refuerzo de los muros de hormigón armado construidos en Chile (cuantía y modalidad de refuerzo), lo que incorpora modificaciones en las expresiones propuestas por Hirosawa e Iglesias. Para los muros de albañilería se usa

la resistencia propuesta por Iglesias para los muros de relleno (muros tipo diafragma) y la resistencia de agrietamiento diagonal recomendada por Raymondi<sup>8</sup> para los muros de albañilería confinada.

Las ecuaciones usadas son:

$$C_{mar} = \frac{0,6 * 0,85 * \tau_o * A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_{sc} = \frac{f_c}{200} * \frac{15 * A_{sc}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_{mar} = \frac{0,6 * (0,45 * \tau_o + 0,25 * \sigma_o) * A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_a = C_{ma}$$

$$C_w = \frac{f_c * 30 * A_{m1} + 20 * A_{m2} + 12 * A_{m3} + 10 * A_{m4}}{200 * \sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * A_{c1} + 7 * A_{c2}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

donde:

$f_c$  = Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

$A_{mar}$  = Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada.

<sup>8</sup> Raymondi, V. (1990) "Anteproyecto de norma de diseño y cálculo de albañilería reforzada con pilares y cadenas", Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago-Chile.

- $A_{sc}$  = Suma del área de las columnas cortas de hormigón armado del piso en evaluación.
- $A_{ma}$  = Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada.
- $A_{m1}$  = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2 % y una esbeltez (H/L) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta cuantía de refuerzo horizontal<sup>9</sup>.
- $A_{m2}$  = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal<sup>9</sup>.
- $A_{m3}$  = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía de armadura mínima. En estos muros la resistencia al corte está definida por la carga de agrietamiento diagonal del hormigón debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo<sup>9</sup>.
- $A_{m4}$  = Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318<sup>10</sup>.
- $A_{c1}$  = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado<sup>11</sup> donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.
- $A_{c2}$  = Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado<sup>10</sup> donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.
- $W_j$  = Peso del piso j.
- $\tau_o$  = Resistencia básica de corte de la albañilería.
- $\sigma_o$  = Tensión normal debida al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.

---

<sup>9</sup> Wakabayashi, M. (1986) "Design of earthquake-resistant buildings", Mc Graw-Hill Book Company.

<sup>10</sup> ACI 318 (1984) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete".

<sup>11</sup> Hiroswawa, M. (1992) "Retrofitting and retration of building in Japan" IISEE, Lecture Note of Seminar Course, Tsukaba, Japón.

L = Largo del muro.

H = Altura del piso si L es igual o mayor que 3 mts. o altura libre del muro si L es menor que 3 mts.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm<sup>2</sup>, las resistencias y tensiones en kgf/cm<sup>2</sup> y los pesos en kgf. Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresadas en kgf/cm<sup>2</sup>.

**Cálculo de S<sub>D</sub>**

Este coeficiente cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación.

La información para calcular S<sub>D</sub> se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas a terreno. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente son: regularidad de la planta, relación largo-ancho de la planta, estrangulaciones de la planta, espesor de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de subterráneo, uniformidad de la altura de los pisos, excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de las masas y de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura, etc.

Hirosawa propone calcular S<sub>D</sub> cuando se usa el primer nivel de evaluación de vulnerabilidad con la ecuación siguiente:

$$S_D = \sum_{i=1}^{i=8} q_i$$

donde:

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 1, 2, 3, 4, 5, 7 \text{ y } 8$$

$$q_i = \{1,2 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 6$$

Los valores de G<sub>i</sub> y R<sub>i</sub> recomendados por Hirosawa se indican en la tabla A2.

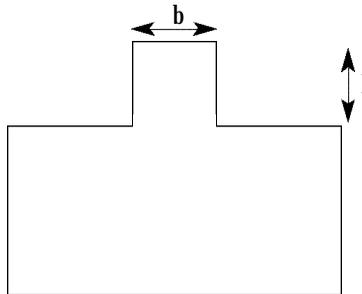
**Tabla A2.**  
**Valores de  $G_i$  y  $R_i$**

ITEMS ( $q_i$ )	$G_i$			$R_i$
	1,0	0,9	0,8	
1.Regularidad	Regular ( $a_1$ )	Mediano ( $a_2$ )	Irregular ( $a_3$ )	1,0
2.Relación largo-ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0,5
3. Contratación de planta	$0,8 \leq c$	$0,5 \leq c < 0,8$	$c < 0,5$	0,5
4.Atrio o patio interior	$R_{ap} = 0,1$	$0,1 < R_{ap} \leq 0,3$	$0,3 < R_{ap}$	0,5
5.Excentricidad de atrio o patio interior	$f_1 = 0,4$ $f_2 = 0,1$	$f_1 \leq 0,4$ $0,1 < f_2 \leq 0,3$	$0,4 < f_1$ $0,3 < f_2$	0,25
6. Subterráneo	$1,0 \leq R_{as}$	$0,5 \leq R_{as} < 1,0$	$R_{as} < 0,5$	1,0
7. Junta de dilatación	$0,01 \leq s$	$0,005 \leq s < 0,01$	$s < 0,005$	0,5
8. Uniformidad de altura de piso	$0,8 \leq R_h$	$0,7 \leq R_h < 0,8$	$R_h < 0,7$	0,5

La descripción de cada una de las características se entrega a continuación:

**1. Regularidad  $a_1$**

$a_1$ : La planta es simétrica en cada dirección, y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que  $l/b \leq 0,5$ .



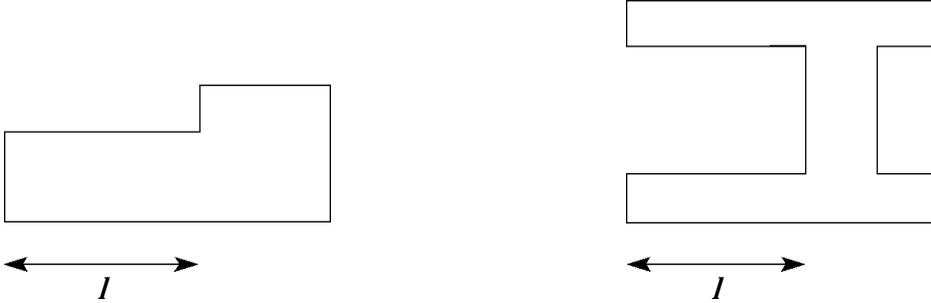
$a_2$ : La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30 % del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

$a_3$ : La planta es más irregular que el caso  $a_2$ , y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta.

**2. Relación largo - ancho, B:**

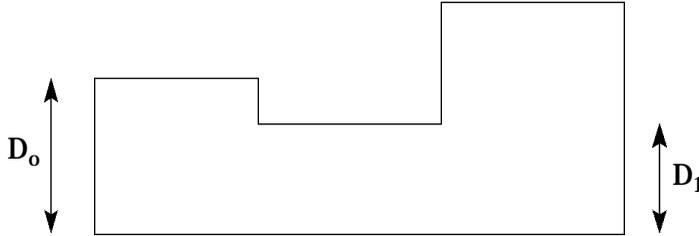
Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta.

En las plantas tipo L, T, U u otras se considera el lado mayor como  $2 \cdot l$ , para  $l$  indicado en la figura.



**3. Contracción de planta, c:**

$$c = \frac{D_1}{D_0}$$



**4. Atrio o patio interior,  $R_{ap}$**

Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de hormigón armado no se considera en este análisis.

**5. Excentricidad de atrio o patio interior,  $f$ :**

$f_1$ : Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud menor de la planta.

$f_2$ : Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud mayor de la planta.

**6. Subterráneo,  $R_{as}$ :**

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

**7. Junta de dilatación,  $s$ :**

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación.

Razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

**8. Uniformidad de altura de piso,  $R_h$ :**

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

Según Hirosawa, el valor de  $S_p$  se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para la característica en los diferentes pisos, valor que se asume como representativo del edificio completo.

**Cálculo de T**

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario.

El índice T se determina con la tabla A3; considerando que se usa un valor único del índice T para el edificio, este valor debe corresponder al menor valor obtenido de la tabla A3.

**Tabla A3.**  
**Valores del índice T para diferentes causas y tipos de deterioro.**

<b>Deformación permanente (<math>T_1</math>)</b>	
Característica	$T_1$
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0,7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0,9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0,9
Visible deformación de vigas o columnas	0,9
No presenta signos de deformación	1,0

<b>Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (<math>T_2</math>)</b>	
Característica	$T_2$
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0,8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0,9
Grietas visibles en muros	0,9
Presenta filtraciones,pero sin corrosión de armaduras	0,9
Nada de lo anterior	1,0

Incendios (T <sub>3</sub> )	
Característica	T <sub>3</sub>
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0,7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0,8
No ha experimentado incendio	1,0

Uso del cuerpo o bloque (T <sub>4</sub> )	
Característica	T <sub>4</sub>
Almacena sustancias químicas	0,8
No contiene sustancias químicas	1,0

Tipo de daño estructural (T <sub>5</sub> )	
Característica	T <sub>5</sub>
Daño estructural grave	0,8
Daño estructural fuerte	0,9
Daño estructural ligero o no estructural	1,0

El criterio de la clasificación del daño asociado al choque es el de la tabla A4.

**Tabla A4.**  
**Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias et al., 1987).**

Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales
Estructural ligero	Grietas de menos de 0,5 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0,5 a 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del hormigón, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de hormigón armado. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1 % de su altura. Asentamiento de más de 20cm.

## Cálculo del índice $I_{SO}$

Este índice se calcula con la ecuación siguiente:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U$$

donde:

$E_{SO}$  = Resistencia sísmica básica requerida.

$Z$  = Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio (  $0,5 \leq Z \leq 1$  ).

$G$  = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.

$U$  = Factor de importancia del edificio por su uso.

La resistencia sísmica básica ( $E_{SO}$ ) se ha determinado a partir del estudio de los daños de los edificios durante un terremoto<sup>12</sup>. Para los propósitos de otros estudios, se recomienda que esta resistencia se establezca a partir del requerimiento de resistencia elástica de las normas para la zona de mayor peligro sísmico (zona epicentral), reducida por un factor de reducción ( $R$ ) cuyo valor debe ser elegido considerando que el nivel de daño que se produzca evite la puesta fuera de servicio del edificio.

El factor  $G$  se considera igual a 1,0 para condiciones topográficas sin pendiente e igual a 1,1 para zona de pendiente<sup>12</sup>.

El factor de importancia  $U$  se considera igual a 1,0 dado que las condiciones demandadas por el uso del edificio se consideran al establecer el valor de  $E_{SO}$ .

---

<sup>12</sup> Hirosawa. M. 1992) "Retrofitting and restoration of buildings in Japan", IISEE Lecture Note of Seminar Course, Tsukuba, Japan.