

CAPITULO 3
CRITERIOS DE ANALISIS
DE VULNERABILIDAD SISMICA DE HOSPITALES

CAPITULO 3
CRITERIOS DE ANALISIS
DE VULNERABILIDAD SISMICA DE HOSPITALES

3.1 INTRODUCCION

En este capítulo se describen los métodos utilizados para hacer la evaluación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales, tanto de sus componentes estructurales como no estructurales.

En relación con la vulnerabilidad sísmica del sistema estructural, se describen los métodos para evaluarla. Los métodos que se seleccionaron son los de Hirosawa, Shiga y Meli. Además se indican los criterios para calificar la regularidad del edificio a partir de las variaciones de algunas de sus características en altura, como son; la variación del área de planta entre pisos consecutivos, la variación de la resistencia entre pisos consecutivos y la variación del peso por nivel entre pisos consecutivos.

En la parte no estructural, se detallan los elementos en estudio y se presenta el procedimiento elegido para efectuar la evaluación de su vulnerabilidad sísmica.

3.2 VULNERABILIDAD SISMICA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

En general existen diversos métodos para la determinación de la vulnerabilidad estructural de una edificación en el caso de un sismo. Estas metodologías pueden ser de tipo cuantitativo o cualitativo.

Los métodos cuantitativos utilizan características generales de la estructura para calificarla, generalmente están asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia siniestral de estructuras existentes y que permiten no sólo identificar en términos generales el riesgo sino también en algunos casos el nivel de daño. Los métodos cualitativos son generalmente más exhaustivos, pero no por eso más precisos. Típicamente son extensiones propias de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas modernas.

Teniendo en cuenta el carácter preliminar de este estudio de vulnerabilidad, se ha escogido el uso de los métodos cuantitativos; sin embargo, en el caso de estructuras que sean calificadas como vulnerables luego de este estudio preliminar, se recomienda el uso de métodos cualitativos para así tener una mayor certeza del estado de la estructura.

Los métodos de evaluación tienen distintos niveles de precisión y son específicos para cada tipo de estructura, teniendo limitaciones como el número de pisos que posee la estructura y el material con el que está construida.

En estos métodos, la vulnerabilidad estructural se determina comparando de alguna forma la capacidad resistente de la edificación con el nivel de sollicitación producido por el llamado sismo esperado para la zona en que está ubicado el centro hospitalario. Para esto se toman en consideración diversos factores tales como : la forma de la planta (grado de simetría), densidad de elementos resistentes, configuración estructural, variación de la estructura en altura, rigidez y ductilidad de los elementos, entre otros. Debe notarse que en el cálculo de este tipo de índices no se consideran todos los aspectos que definen el comportamiento de una estructura frente a una sollicitación sísmica, pero sí la información suficiente para hacer una evaluación de su vulnerabilidad.

El hecho de aplicar estos índices en estructuras que han sido afectadas por sismos, ha servido para su calibración y para establecer límites y rangos dentro de los que el edificio puede calificarse en función de su vulnerabilidad.

De los índices existentes se han seleccionado aquellos aplicables a las estructuras chilenas y que sean, además, de fácil determinación.

El valor de los índices se complementa con la información que se obtiene de la variación que presentan las características del edificio con la altura, pudiéndose entonces juzgar de mejor manera la vulnerabilidad estructural.

A continuación se presenta un resumen de los índices a utilizar en este estudio y se detallan las características complementarias que se han considerado para verificar la regularidad del edificio.

3.2.1 INDICES DE COMPORTAMIENTO SISMICO

3.2.1.1 METODO DE HIROSAWA

El método de 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, direcciones que corresponden a las direcciones en que se orientan los ejes sismorresistentes del edificio.

El método fue propuesto originalmente para utilizarlo en edificios de hormigón armado de altura media existentes o dañados, del orden de seis a ocho pisos estructurados principalmente con

muros. En estudios más recientes, el método se ha aplicado a edificios mixtos de hormigón armado y albañilería (Iglesias, 1989), lo que será aprovechado en el presente estudio considerando que estas estructuraciones mixtas son frecuentes en Chile en los edificios de altura media estructurados con muros.

Para evaluar la vulnerabilidad estructural debe calcularse por un lado la resistencia provista por la estructura para el caso de una sollicitación sísmica y por otro, la resistencia requerida o solicitada por el evento sísmico; estas corresponden a los índices I_h e I_{so} respectivamente. La vulnerabilidad estructural se establece considerando los dos casos siguientes:

i) Si $I_h \geq I_{so}$, el edificio se puede considerar que tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.

ii) Si $I_h < I_{so}$, el edificio se puede considerar que tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico, lo que requiere un estudio más exhaustivo.

3.2.1.1.1 Cálculo del índice de comportamiento sísmico (I_h)

Este índice se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$I_h = E_o \cdot S_D \cdot T \quad \text{Ec. 3.1}$$

donde:

E_o : índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D : índice de configuración estructural.

T : índice de deterioro de la edificación.

A. Cálculo de E_o

Al aplicar el primer nivel de evaluación propuesto por el método, el término E_o 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 como 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 (α_1) que considera el nivel de deformación requerido por un elemento para alcanzar su resistencia al corte. Así por ejemplo se puede mencionar que en casos en que el colapso estructural ocurre al fallar elementos frágiles como muros de albañilería o columnas cortas, el aporte resistente que pueden proporcionar los elementos más dúctiles no se alcanza a desarrollar plenamente. En el caso opuesto, vale decir en la situación en que el colapso ocurre al fallar los elementos dúctiles; los elementos frágiles fallan antes que los dúctiles y por lo tanto al momento del colapso éstos ya han dejado de proporcionar resistencia.

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

$$E_o \propto C \cdot F$$

Ec. 3.2

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

i. Columnas cortas de hormigón armado.

Son todas las columnas en las que la relación h_o / D , entre la luz libre (h_o) y la altura de la sección (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 luz libre se ha considerado la presencia de los elementos arquitectónicos que reducen la altura de la columna en la medida que no se aíslan de ella.

- ii. Columnas de hormigón armado:
Son todas las columnas en las que la relación h_0 / 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.
- vi. Muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada.

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, 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:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p, j)} \cdot (\alpha_1 \cdot (C_a \cdot C_{ma} \cdot C_{mar} \cdot C_{sc}) \cdot \alpha_2 \cdot C_w \cdot \alpha_3 \cdot C_c) \cdot F \quad \text{Ec.3.3}$$

donde:

α_1 : 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 (Murakami et al., 1992). Los valores de estos factores se entregan en la tabla 3.1 cuando la capacidad sísmica está controlada por los elementos más frágiles (Tipo A), los menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente.

n_p : número de pisos del edificio.

i : nivel que se evalúa.

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_{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_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 asociados a los elementos verticales.

Los distintos valores para este índice son:

$F = 1.0$ Si C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero.

$F = 0.8$ Si C_{mar} , C_a o C_{sc} son distintos de cero.

La capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla del grupo 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 despreciando la resistencia de los elementos que han fallado.

Tabla 3.1 Valores de los coeficientes α_i .

TIPO	α_1	α_2	α_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 $(n+1)/(n+i)$ de la expresión de E_c , considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i (Unemura, 1980), 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 Raymond (1990) para los muros de albañilería confinada.

Las ecuaciones usadas son:

$$C_a = \frac{0.6 \cdot (0.45 \cdot \tau_o \cdot 0.25 \cdot \sigma_o) \cdot \Sigma A_a}{\sum_{j=1}^n W_j} \quad \text{Ec. 3.4}$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 \cdot (0.45 \cdot \tau_o \cdot 0.25 \cdot \sigma_o) \cdot \Sigma A_{ma}}{\sum_{j=1}^n W_j} \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$C_{mar} = \frac{0.6 \cdot 0.85 \cdot \tau_o \cdot \Sigma A_{mar}}{\sum_{j=1}^n W_j} \quad \text{Ec. 3.6}$$

$$C_{sc} = \left(\frac{f_c}{200} \right) \cdot \left(\frac{15 \cdot \Sigma A_{sc}}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) \quad \text{Ec. 3.7}$$

$$C_w = \left(\frac{f_c}{200} \right) \cdot \left(\frac{30 \cdot \Sigma A_{m1} + 20 \cdot \Sigma A_{m2} + 12 \cdot \Sigma A_{m3} + 10 \cdot \Sigma A_{m4}}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) \quad \text{Ec. 3.8}$$

$$C_c = \left(\frac{f_c}{200} \right) \cdot \left(\frac{10 \cdot \Sigma A_{c1} + 7 \cdot \Sigma A_{c2}}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) \quad \text{Ec. 3.9}$$

donde:

τ_o : Resistencia básica de corte de la albañilería.

σ_o : Tensión normal debido al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y la sobrecarga de uso.

f_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

W_j : Peso del piso j.

ΣA_a : Suma de las áreas de los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada del piso y dirección en evaluación.

ΣA_{ma} : Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso y dirección en evaluación.

ΣA_{mar} : Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada.

ΣA_{ac} : Suma del área de las columnas cortas de hormigón armado del piso en evaluación en la dirección analizada.

ΣA_{m1} : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso y dirección analizada 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 (Wakabayashi, 1986).

ΣA_{m2} : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso y dirección analizada, que cumplan con alguna de las siguientes características:

i) Muros con columnas en ambos extremos, cuantía de refuerzo horizontal menor que 1.2% y una esbeltez mayor que 2.

ii) Muros con columnas en ambos extremos y una esbeltez del muro igual o menor que 2.

En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal (Wakabayashi, 1986).

ΣA_{m3} : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso y dirección en evaluación, con o sin columnas en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro igual o menor que 2. 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 (Wakabayashi, 1986).

$\sum A_{m1}$: 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 a 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318 (ACI, 1984).

$\sum A_{c1}$: Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la luz libre (h_o) y la altura de la sección (D) es menor que 6 (Hirosawa, 1992).

$\sum A_{c2}$: Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la luz libre (h_o) y la altura de la sección (D) es igual o mayor que 6 (Hirosawa, 1992).

L : Largo del muro.

H : Altura del piso si L es igual o mayor que 3 m o luz libre del muro si L es menor que 3 m.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm^2 , las resistencias y tensiones en kgf/cm^2 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^2 .

Considerando las características de los edificios de albañilería construidos en Chile, la tensión normal debido al esfuerzo axial se calcula como $1.0 \cdot n$, donde n es el número de pisos por sobre el piso analizado (Küpfer, 1993).

B. Cálculo del índice de configuración estructural (S_D)

Este índice cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural en el comportamiento sísmico de la edificación.

La información para calcular S_D se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con las visitas a terreno. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este índice son: regularidad de la planta, relación largo-ancho de la planta, estrangulaciones de la planta, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de subterráneo, espesor de la junta de dilatación y uniformidad de la altura de piso.

Hirosawa propone calcular S_D cuando se usa el primer nivel de evaluación de vulnerabilidad con la ecuación siguiente:

$$S_D = q_1 \cdot q_2 \cdot \dots \cdot q_n \tag{Ec. 3.10}$$

donde:

$$q_i = \{1.0 - (1 - G_i) \cdot R_i\} \text{ para } i = 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8$$

$$q_i = \{1.2 - (1 - G_i) \cdot R_i\} \text{ para } i = 6 \tag{Ec. 3.11}$$

Al revisar la ecuación 3.10 se observa que en la medida que se pierde la regularidad en las características de la estructura se castiga al sistema reduciendo su capacidad resistente con G_i y para cuantificar el efecto o influencia que pueda tener la irregularidad en la respuesta global de la estructura, el que no es igual para cada uno de los factores considerados, se usa el término R_i .

Los valores de G_i y R_i recomendados por Hirosawa se indican en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Valores de G_i y R_i .

ITEM	G_i			R_i
	1.0	0.9	0.8	
1.Regularidad de planta	regular (a_1)	mediano (a_2)	irregular (a_3)	1.0
2.Relación Largo-Ancho	$B < 5$	$5 \leq B \leq 8$	$B > 8$	0.5
3.Contracción de planta	$c > 0.8$	$0.8 \geq c \geq 0.5$	$c < 0.5$	0.5
4.Atrio o Patio interior	$R_{ap} < 0.1$	$0.1 \leq R_{ap} \leq 0.3$	$R_{ap} > 0.3$	0.5
5.Excentricidad del Atrio o patio interior	$f_1 < 0.4$ $f_2 < 0.1$	$f_1 < 0.4$ $0.1 \leq f_2 \leq 0.3$	$f_1 \geq 0.4$ $f_2 > 0.3$	0.25
6.Subterráneo	$R_{as} > 1.0$	$1.0 \geq R_{as} \geq 0.5$	$R_{as} < 0.5$	1.0
7.Junta de dilatación	$s > 0.01$	$0.01 \geq s \geq 0.005$	$s < 0.005$	0.5
8.Uniformidad de altura de piso	$R_h \geq 0.8$	$0.7 < R_h \leq 0.8$	$R_h < 0.7$	0.5

La descripción de cada una de las características de estos items se entrega en el Anexo A.

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.

C. Cálculo del índice de deterioro de la edificación (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 o, en este caso, funcionarios del centro hospitalario.

El índice T se determina con la tabla 3.3. Considerando que se usa un valor único del índice T para el edificio, este valor debe corresponder al menor valor obtenido de la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Valores del índice T para diferentes causas y tipos de deterioro.

DEFORMACION PERMANENTE (T_1)

CARACTERISTICA	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

GRIETAS EN MUROS O COLUMNAS (T_2)

CARACTERISTICA	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_3)

CARACTERISTICA	T_3
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 (T_4)

CARACTERISTICA	T_4
Almacena sustancias químicas	0.8
No contiene sustancias químicas	1.0

TIPO DE DAÑO ESTRUCTURAL (T_5)

CARACTERISTICA	T_5
Daño Estructural Grave	0.8
Daño Estructural Fuerte	0.9
Daño Estructural Ligero o No Estructural	1.0

El criterio de clasificación a usar en el ítem sobre el tipo de daño estructural es el que se detalla en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias et al., 1987).

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCION
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 20 cm

3.2.1.1.2 Cálculo del índice de juicio sísmico (I_{80})

Como ya se ha visto, los criterios para diseñar una estructura destinada a un centro hospitalario son más estrictos que en el caso de una estructura habitacional común; mientras que en una estructura habitacional sólo se exige que durante un sismo severo no se produzca el colapso del edificio, en el caso de un hospital la exigencia es que éste se mantenga operativo durante y después de eventos tanto de mediana como de gran magnitud y poder destructivo.

Para evaluar el índice de Hirosawa se utilizan dos niveles de verificación:

i. Nivel de servicio

Esta es la condición que debieran asegurar todas las estructuras diseñadas en zonas sísmicas; vale decir, el edificio no debe experimentar daño en ninguna de sus componentes estructurales y no estructurales, independientemente del uso a que esté destinada la edificación. Esta condición se asocia a sismos de magnitudes moderadas y que no producen intensidades mayores a VII grados en la escala de Mercalli Modificada.

Usando este nivel de acción sísmica se puede obtener el valor mínimo para el índice de Hirosawa que satisfaga esta condición en cualquier nivel del edificio. Utilizando la normativa chilena de diseño sísmico se obtienen las siguientes expresiones para determinar el índice de juicio sísmico:

$$\begin{aligned}
 & \text{-Para } T \leq T_o \\
 & (I_{so})_{serv} = 0.5 \cdot A_o \\
 & \text{-Para } T > T_o \qquad \qquad \qquad \text{Ec. 3.12} \\
 & (I_{so})_{serv} = 0.5 \cdot A_o \cdot \frac{(2 \cdot T \cdot T_o)}{(T^2 + T_o^2)}
 \end{aligned}$$

Donde:

A_o : es la aceleración efectiva máxima y se determina de la tabla 3.5 de acuerdo con la zonificación sísmica del país.

T_o : Parámetro relativo al tipo de suelo de fundación; se determina de acuerdo con los valores de la tabla 3.6.

T : período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Para edificios de marcos de hormigón armado :

$$T_o = 0.10 \cdot n \qquad \qquad \qquad \text{Ec. 3.13}$$

Para edificios de muros de hormigón armado :

$$T_o = 0.035 \cdot n \qquad \qquad \qquad \text{Ec. 3.14}$$

Para edificios mixtos:

$$T_o = 0.05 \cdot n \qquad \qquad \qquad \text{Ec. 3.15}$$

Donde:

n : número de pisos del edificio.

Tabla 3.5 Valor de la aceleración efectiva A_0 .

Zona Sísmica	A_0
1	0.20 g
2	0.30 g
3	0.40 g

Tabla 3.6 Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo.

Tipo de suelo	T_0 (segundos)	S
I	0.20	0.90
II	0.35	1.00
III	0.80	1.20
IV	1.35	1.30

ii. Estado límite último

Este estado se produce cuando ocurre un terremoto, es decir, un sismo de gran magnitud y baja probabilidad de ocurrencia; por ejemplo un sismo de subducción de magnitud $M_s = 8.5$ frente a la costa de Chile en la zona de ubicación de los hospitales en estudio.

El requisito de funcionalidad durante e inmediatamente después de este sismo destructivo impone que los elementos tanto estructurales como no estructurales tengan un nivel bajo de daños. Esto último se asegura garantizando una respuesta de los elementos estructurales prácticamente en el rango elástico; por consiguiente los elementos no estructurales se dañan poco debido al bajo nivel de deformaciones y los elementos estructurales no han reducido su capacidad resistente al no incursionar significativamente en el rango inelástico.

Para asegurar la respuesta casi elástica del edificio, este debe satisfacer un nivel de resistencia bastante mayor que los edificios de uso habitacional. Este nivel se puede establecer utilizando la expresión para diseño elástico recomendada por la norma NCh 433. La expresión resultante para I_{so} es:

$$I_{so} = \begin{cases} 1.4 \cdot 2.1 S_A / R & , \text{Para } T < T_o \\ 1.4 \cdot (2.1 S_A / R) \cdot \frac{2T \cdot T_o}{(T^2 + T_o^2)} & , \text{Para } T > T_o \end{cases} \quad \text{Ec. 3.16}$$

en que:

S : efecto de la amplificación del suelo, los valores corresponden a los de la tabla 3.6, según la clasificación del tipo de suelo dada por la norma NCh433.

R : factor de reducción.

El factor 2.1 de la expresión para I_{so} se ha obtenido como el promedio de los valores que resultan de amplificar por el correspondiente valor de R los valores de $C_{max} \cdot g / (S \cdot A_o)$ indicados en la tabla 6.4 de la norma NCh 433 cR95 (INN, 1995). El factor 1.4 corresponde al factor de amplificación de la acción sísmica recomendado por la norma NCh433 cuando se usa el diseño por capacidad resistente, cuando la resistencia se ha minorado por factores que varían entre 0.6 y 0.8.

Para establecer rangos según los cuáles se establece la vulnerabilidad estructural de la edificación, se utilizan los criterios establecidos por Astroza M. y Boroschek R. (1996) y que definen las siguientes categorías de vulnerabilidad estructural:

Tabla 3.7 Rangos de vulnerabilidad sísmica en función del factor R.

Rango	Vulnerabilidad
$I_h > I_{so} (R=2)$	BAJA
$I_{so} (R=7) < I_h \leq I_{so} (R=2)$	MEDIA - BAJA MEDIA MEDIA - ALTA
$I_h \leq I_{so} (R=7)$	ALTA

Para realizar una mejor evaluación del caso de vulnerabilidad estructural Media, se ha subdividido este caso en los tres subrangos indicados en la tabla 3.7. El rango definido por los valores calculados para el índice I_{so} para los factores $R = 2$ y $R = 7$ se divide en cuatro, el cuarto superior define el caso de vulnerabilidad media-baja, el cuarto inferior el de vulnerabilidad media-alta y los dos cuartos centrales definen el caso de vulnerabilidad estructural media.

3.2.1.1.3 Relación entre el índice en las dos direcciones analizadas del edificio.

Para obtener un buen comportamiento frente a un evento sísmico, la experiencia siniestral ha demostrado que la resistencia de la estructura debe ser similar para ambas direcciones de la planta del edificio. En caso contrario, las deformaciones debidas a la flexibilidad y el daño que puede ocurrir en la dirección más débil controla el nivel de daño global.

Para analizar esta situación, se establece un límite para la variación entre los índices I_h de las direcciones analizadas; considerando que una variación menor que un 20% entre las dos direcciones corresponde a un buen comportamiento.

3.2.1.2 INDICES DE SHIGA

Shiga (1977) propone un criterio para calificar sísmicamente los edificios de hormigón armado de altura media aprovechando la información obtenida en 52 edificios de este tipo de la ciudad de Hachinoha, dañados durante el terremoto de Tokachi-Oki en 1968 en Japón.

Según Shiga, en este tipo de estructura el nivel de daño se puede relacionar con la densidad de muros y el nivel de la tensión de corte media que se produce. Para establecer el nivel de daño sísmico que pueda experimentar un edificio de este tipo, Shiga recomienda calcular los tres índices siguientes: Índice de área de muros (I_m), Índice de área de columnas (I_c) e Índice de tensión media de corte nominal (I_t).

El índice I_m representa el área de muros de hormigón armado disponible en el piso y en cada dirección de la planta para resistir las fuerzas reactivas que actúan en este piso. Este índice se calcula a partir de la relación entre el área de muros en cada dirección del piso del edificio ($\sum A_m$) y el área de las plantas ubicadas sobre el nivel considerado ($\sum A_{pj}$). La expresión del índice I_m es la siguiente:

$$I_m = \frac{\sum A_m}{\sum_{j=1}^n A_{pj}} \quad \text{en } (cm^2/m^2) \quad \text{Ec. 3.17}$$

El índice de área de columnas, I_c , se calcula en forma análoga al índice I_m , sólo que en este índice se considera el área de las columnas del piso del edificio ($\sum A_c$), quedando expresado por:

$$I_c = \frac{\sum A_c}{\sum_{j=1}^n A_{pj}} \quad \text{en } (cm^2/m^2) \quad \text{Ec. 3.18}$$

El índice I_t es una medida de la tensión de corte nominal promedio que actúa en el piso y se define por la relación entre el peso sísmico nominal total del edificio sobre el piso ($\sum W_j$) y el área total de muros y columnas en una dirección determinada del piso, resultando:

$$I_t = \frac{\sum_{j,i}^n W_j}{\sum A_m \cdot \sum A_c} \quad \text{Ec. 3.19}$$

Límites para los índices de Shiga

Para establecer los límites para los índices de Shiga, se usan las relaciones que se pueden establecer entre los índices de Shiga con el de Hiroswawa y los valores de I_t obtenidos a partir del análisis de daños para sismos chilenos.

Para las estructuraciones de muros de hormigón armado se debe cumplir:

$$I_m \cdot I_{st} > \frac{(n \cdot i)}{(n \cdot 1)} \cdot \frac{\sum W_j}{\sum A_j} \cdot I_{so} \quad \text{Ec. 3.20}$$

Esta expresión representa la condición que la resistencia de la estructura debe ser mayor o igual a la resistencia requerida por la acción sísmica. Estas resistencias están definidas, respectivamente, por el producto entre la tensión media de corte (I_t) por el área de muros del nivel analizado y por el producto entre el índice de sísmico (I_{so}) y los pesos sísmicos sobre el nivel analizado corregido por el factor $(n+1)/(n+1)$, con el que se determina el corte sísmico del piso.

Para establecer los valores mínimos de los índices de Shiga, asociados al nivel de seguridad usado con el método de Hirosawa, se reemplaza en esta relación el valor de I_{so} calculado de acuerdo con lo indicado en el punto 3.2.1.1.2.

La vulnerabilidad estructural se juzga estableciendo un valor mínimo para la densidad de área de muros (I_m), para lo cual se debe establecer un valor máximo para la tensión de corte nominal I_t y luego utilizar la ecuación 3.20.

Para establecer el valor máximo de I_t se aprovechan los trabajos realizados por Riddell et al. (1993) y Arias (1993), de los cuáles se obtiene la relación 3.21 que define la densidad de muros para los edificios de hormigón armado cuyo comportamiento fue satisfactorio durante el sismo del 3 de Marzo de 1985.

$$(I_m)_{Chile} = 100 \cdot n^{-0.5} \quad \text{Ec. 3.21}$$

Utilizando esta ecuación se obtiene un valor límite para I_t del orden de 16 Kg/cm² (Astroza, 1996).

De esta forma se consideran como seguras las estructuras en las que se cumple; en cualquiera de los pisos:

$$I_m \geq \frac{(n+1)}{(n-1)} \cdot \frac{\sum W_j}{\sum A_j} \cdot \frac{I_{so}}{16} \quad \text{Ec. 3.22}$$

donde:

n : número de pisos de la estructura.

i : piso analizado.

$\sum W_j$: Suma de los pesos sísmicos por sobre el nivel analizado, en Kg.

$\sum A_j$: Suma de las áreas de planta sobre el nivel analizado, en m².

3.2.1.3 INDICE DE DENSIDAD DE MUROS DE MELI (1991)

Meli relacionó el nivel de daños producido por el sismo de México de 1985 en los edificios de albañilería de 3 a 5 pisos con el índice de densidad de muros por unidad de piso del edificio. Los edificios analizados se caracterizan por cumplir ciertas condiciones de altura, de simetría de la planta, de rigidez torsional, de regularidad de la elevación y de la existencia de la acción de diafragma rígido a nivel de los pisos y techo; condiciones que corresponden a las que la norma mexicana de diseño sísmico exige para aplicar el método simplificado de diseño.

El índice de densidad de muros por unidad de piso se calcula con la ecuación:

$$I_{mm} = \frac{\sum A_t}{\sum_{j=1}^{n_p} A_{pj}} \quad \text{Ec. 3.23}$$

donde:

$\sum A_t$: Area total de muros de albañilería equivalente en la dirección y nivel considerado, en cm^2 .

A_{pj} : Area de la planta del nivel j , en cm^2 .

Valores límite para el índice de Meli

Análogamente al caso de Shiga, para determinar los límites del índice de Meli se establece una relación aproximada entre este índice y el de Hirosawa y luego se usan los valores de I_{90} . Además se aprovecha la experiencia obtenida del análisis de edificios dañados durante los sismos de Chile y México de 1985.

Para un edificio estructurado con muros de albañilería confinada, como es el caso de los pisos en los que se calcula este índice, la relación indicada es:

$$E_o = \frac{0.6 \cdot (0.45 \cdot \tau_o \cdot 0.25 \cdot \sigma_o) \cdot \sum A_{m,i}}{\sum_{j=1}^{n_R} W_j} \cdot \frac{(n+1)}{(n+1)} \quad \text{Ec 3.24}$$

Esta relación es igual a I_n cuando S_D y T son iguales a 1.

Para obtener la expresión que determina el valor mínimo del índice I_{mm} , en la ecuación 3.24 se dividen los términos $\sum A_{m,i}$ y $\sum W_j$ por la suma de áreas por sobre el nivel ($\sum A_{p,j}$).

La estructura puede ser considerada como segura cuando se cumple que:

$$I_{mm} \geq I_{so} \cdot \frac{(n+1)}{(n+1)} \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n_R} W_j}{\sum_{j=1}^{n_R} A_{p,j}} \cdot \frac{1}{0.6 \cdot (0.45 \cdot \tau_o \cdot 0.25 \cdot \sigma_o)} \quad \text{Ec. 3.25}$$

Las experiencias siniestralas mexicanas y chilenas, han permitido relacionar el nivel de daños observado con la densidad de muros por unidad de piso del edificio. De los resultados obtenidos por Meli se puede establecer la relación que se indica en la tabla 3.8.