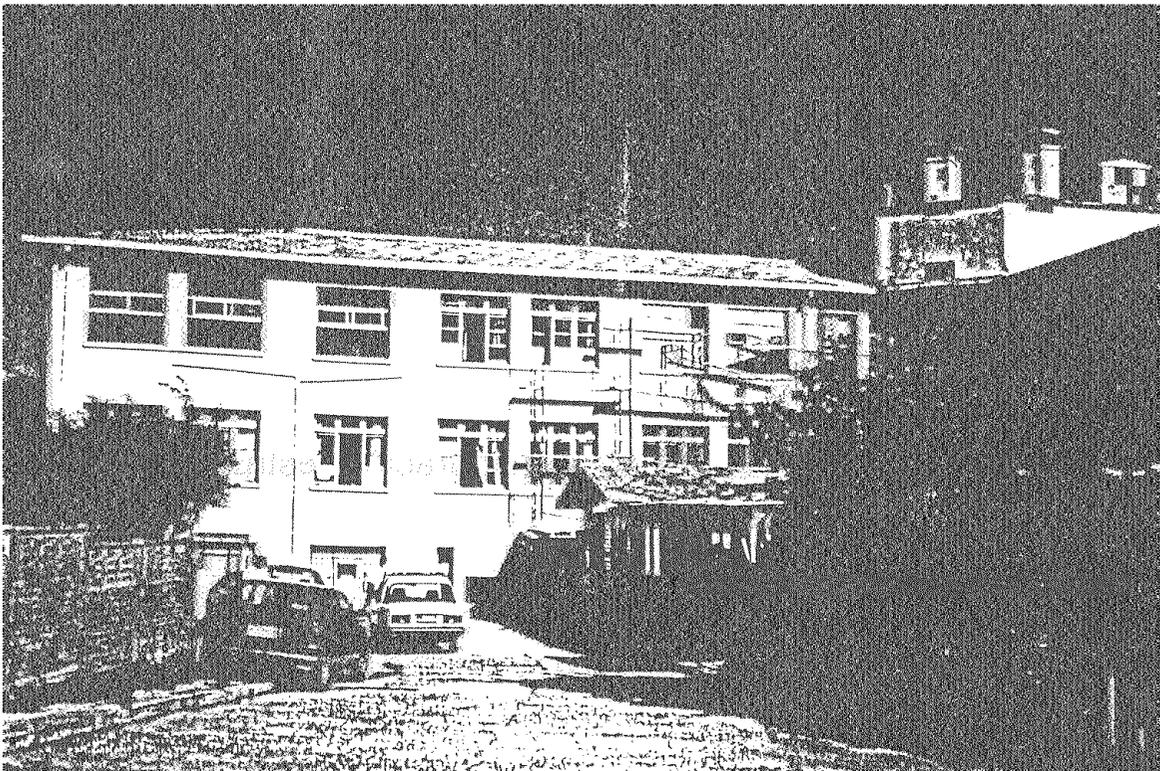


CUERPO 4



CUERPO 5

FIG. 3.5 Vista de dos fachadas típicas del Hospital San Martín de Quillota.

- iii. tipo de estructuración igual en ambas direcciones.
- iv. distribución uniforme de la masa en la elevación.

Debido a las características de los muros divisorios (tabiquerías) no se presentan efectos de columna corta.

3.2.1.3 Condiciones locales del suelo.

Es conveniente cuantificar la influencia de las condiciones locales del suelo en la estructura .

De acuerdo con los antecedentes recogidos, los edificios están fundados en una zona de topografía suave, sobre una grava arenosa densa con un nivel freático profundo (superior a los 8 metros).

Estas características se reconocen como "buenas" desde el punto de vista del diseño sísmico (Seismic Zoning of Geotechnical Hazards, 1992).

Por lo anterior, se puede indicar, en forma preliminar, que la estructura no se verá afectada negativamente por las condiciones locales.

3.2.2 Índices estructurales para la evaluación de la seguridad sísmica de edificios existentes de hormigón armado y albañilería confinada. Densidad de los muros.

De especial utilidad para los alcances del trabajo resultan aquellos índices que, sin requerir de cálculos complicados, dan una idea global de las características de la estructura y su relación con el daño sísmico que puede experimentar.

a) Edificios de hormigón armado:

Para este tipo de edificios se destacan los índices, I_1 e I_2 , propuestos por Shiga, 1977.

El índice I_1 representa la cantidad de área de muro disponible para resistencia lateral por unidad de superficie construida y se calcula a partir del cociente entre el área disponible de muros en una dirección en un nivel del edificio (A_w) y el área construida total sobre el nivel (ΣA_p).

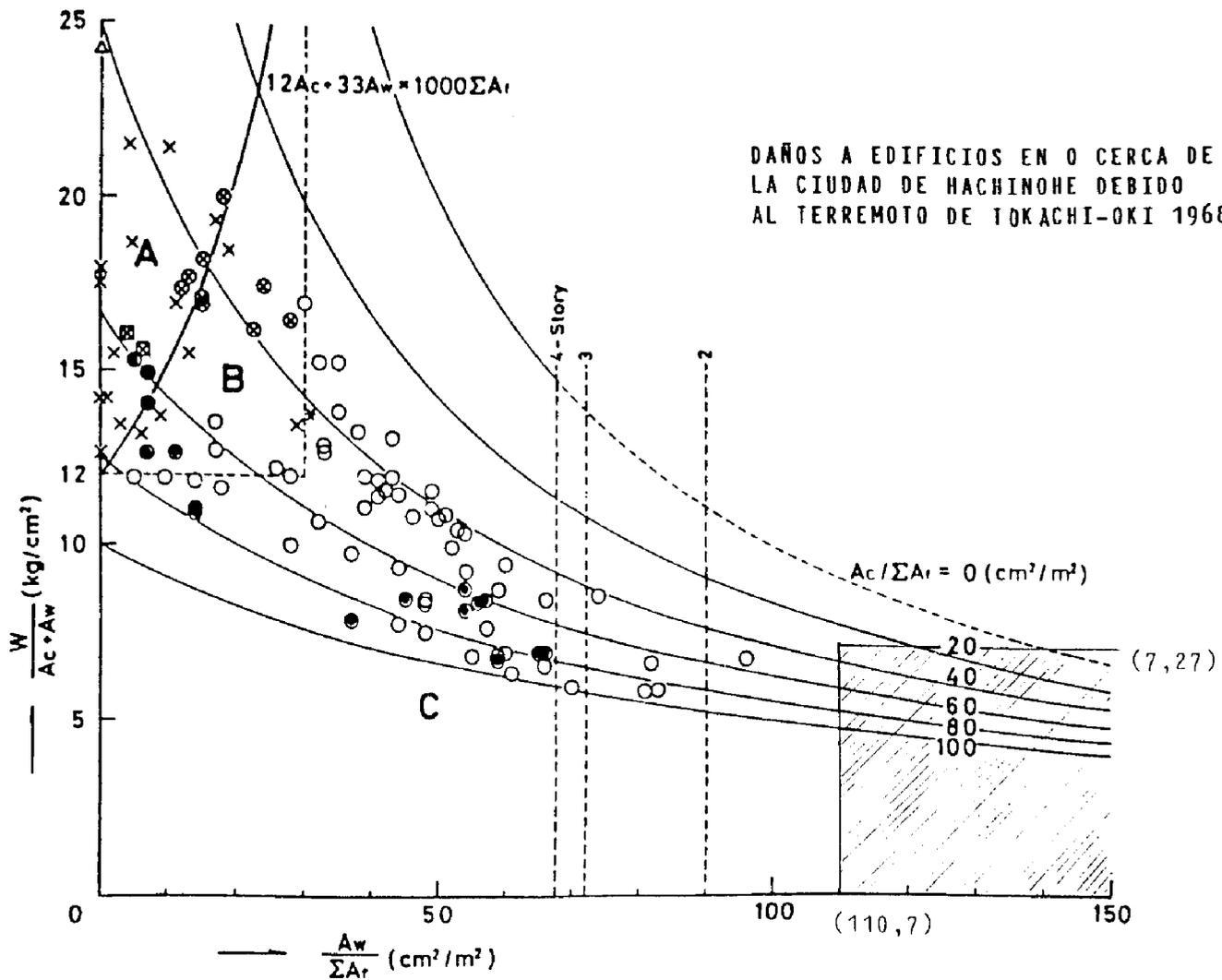
$$I_1 = \frac{A_w}{\sum A_p} \quad \text{en } (cm^2/m^2)$$

El índice I_2 puede considerarse representativo de la tensión de corte nominal promedio en un nivel y se define como la razón entre el peso nominal total del edificio sobre un nivel (W) y el área total de muros y columnas en una dirección de ese nivel ($A_c + A_w$). El peso nominal se calcula considerando un peso promedio de 1000 kg por metro cuadrado construido.

$$I_2 = \frac{W}{(A_c + A_w)} \quad \text{en } (kg/cm^2)$$

De los estudios de los daños en edificios de hormigón armado de baja altura, producidos por el sismo de Tokachioki de 1968 en Japón, Shiga encontró que aquellas estructuras con $I_1 < 30 \text{ cm}^2/\text{m}^2$ e $I_2 > 12 \text{ kg}/\text{cm}^2$, eran generalmente vulnerables, figura 3.6.

Utilizando los resultados de Shiga, Unemura (1980), establece la correlación entre el índice de comportamiento sísmico I_s y el nivel de daño estructural. Como se muestra en la figura 3.7, valores de I_s entre 0.7 y 0.9 delimitan la frontera de daño sísmico para edificios bajos de hormigón armado cuando están sometidos a una aceleración en su base entre un 25% y 35% de la aceleración de gravedad. El índice I_s corresponde al índice utilizado por la Japan Association for Building Disaster Prevention para evaluar el comportamiento sísmico de edificios existentes.



- : Pequeño o ningún daño en columnas y muros.
(● = C edificio de colegio)
- △ : Colapso.
- × : Falla de corte en la mayor parte de las columnas del primer piso.
- ⊠ : Falla de flexión en el 50% de las columnas del primer piso, falla de corte en algunas columnas del primer piso y grietas de corte finas en los muros.
- ⊗ : Grietas de corte en la mayor parte de los muros del primer piso y daño leve en columnas.

FIGURA 3.6 INDICES I_1 e I_2 , SHIGA (1977).

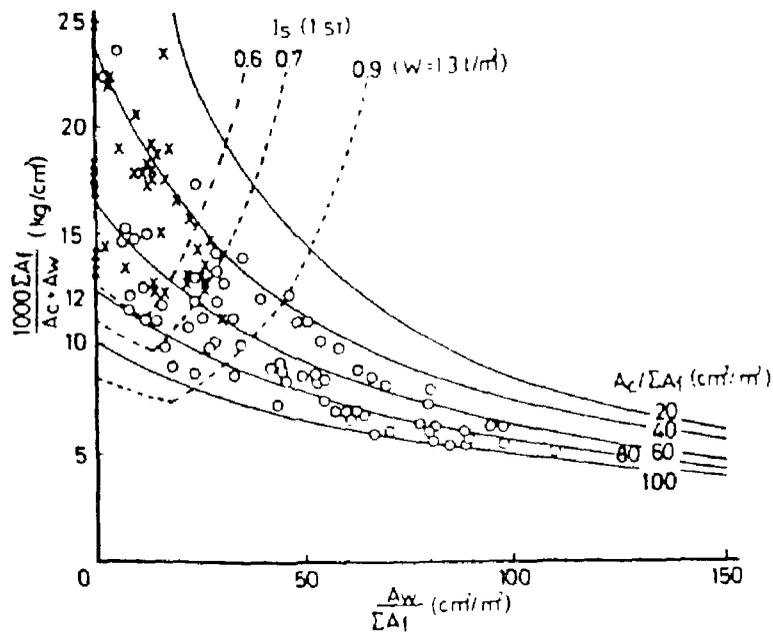


Fig. 3.7 Relación entre I_5 e I_1, I_2 (Unemura, 1980).

El índice I_5 ha sido reconocido por la Organización Panamericana de la Salud (OPS, 1993), como un método para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de hospitales.

El estudio del comportamiento de los edificios de hormigón armados ubicados en la ciudad de Viña del Mar durante el sismo de Marzo de 1985, (Riddell et al. 1993), permite concluir que los edificios bajos (5 pisos) de hormigón armado construidos antes de 1960 con los valores I_1 e I_2 indicados en la tabla 3.5, no sufrieron daños. Los edificios evaluados en el estudio de Riddell et al., se ubican en el plano de la ciudad de Viña del Mar donde la

intensidad fue de 8 grados en la escala de Mercalli Modificada (Pérez y Aguirre, 1988).

Tabla 3.5 Índices estructurales para edificios bajos afectados por el Sismo del 3 de Marzo de 1985.

Edificio	Nº de Pisos	Dirección	Fecha Constr.	I_1 (cm ² /m ²)	I_2 (kg/cm ²)
Covadonga	5	Villanelo 158	1957	83.86	11.93
Bagnará	5	Villanelo 56	1955	30.01	28.99
Faura	5	3 Norte 131	1958	58.97	16.96
Prunotto	5	Valparaíso 279	1958	50.77	14.15

Estos índices se usarán como referencia en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del "piso bajo" de los 5 cuerpos del proyecto original del hospital, teniendo en cuenta las modificaciones.

b) Edificios de albañilería confinada.

En los pisos donde predominan los muros de albañilería se usa el índice de densidades de muros propuestos por Meli. La elección de este índice se hace en función de su sencillez y considerando que se ha podido correlacionar su magnitud con los niveles de daño sísmico que pueden

experimentar las construcciones de albañilería (Meli, 1991, Astroza et al. 1993).

El índice es igual a la suma de las áreas transversales efectivas de los muros en la dirección considerada, dividida entre la suma de las áreas de las plantas sobre el nivel considerado.

$$I_3 = \frac{d}{n} = \frac{\sum_i F_i A_{m1}}{n A_p}$$

El término F_i toma en cuenta la menor rigidez de los muros esbeltos (muros cortos), en los que la relación entre la altura del piso, H , y la longitud del muro, l , excede de 1.33. La magnitud de este factor está dada por la expresión:

$$F_i = \left(1.33 \frac{l}{H}\right)^2 \leq 1.0$$

La correlación entre el grado de daño y el índice de densidad de muros se ha determinado del análisis de los daños experimentados por edificios construidos en la segunda mitad de este siglo durante los sismos de Chile y México de 1985. La figura 3.8 muestra esta correlación, apreciándose que para valores del índice mayor que un 1,15% los daños estructurales en los edificios de albañilería son leves.

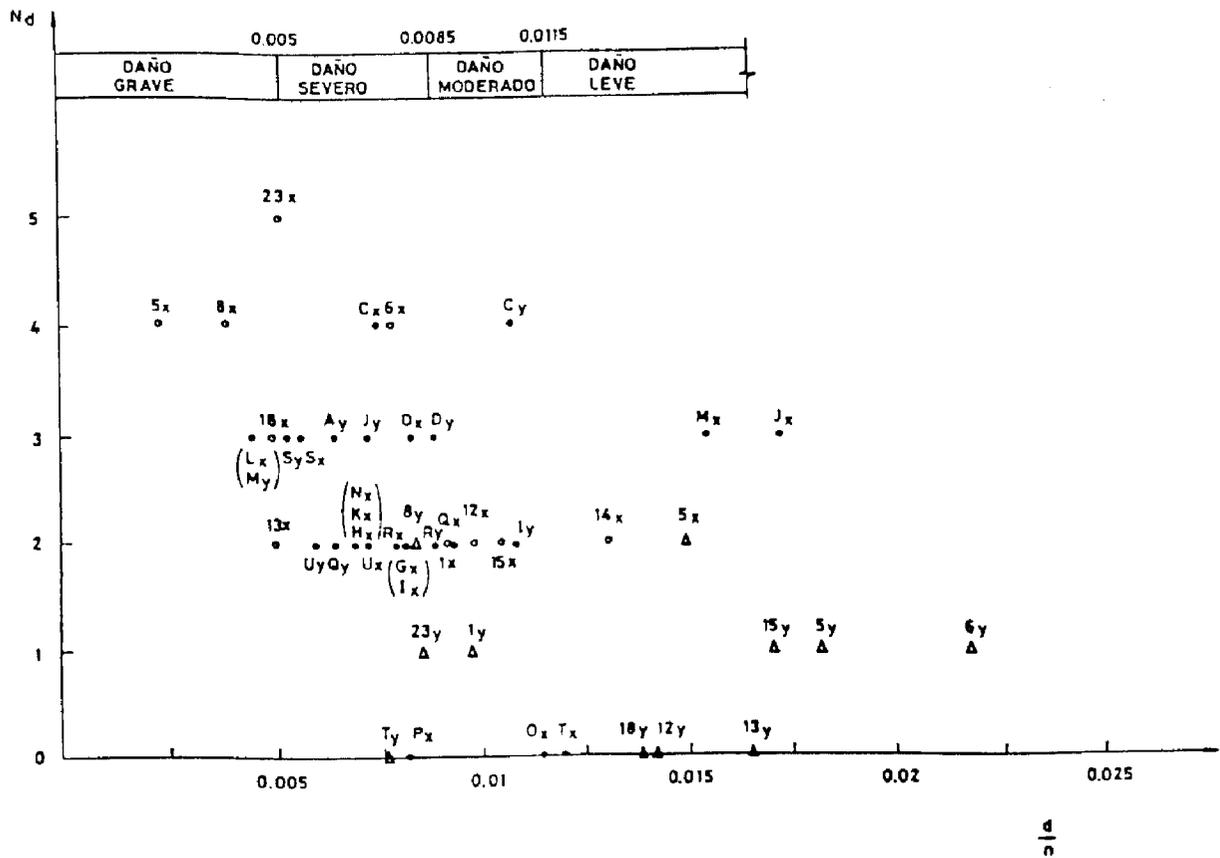


Fig. 3.8 Relación entre densidad de muros y nivel de daño en edificios de albañilería según Astroza et al. (1993)

Los edificios siniestrados presentan niveles de daño severo cuando se ubican en zonas donde la intensidad fue de 8 grados en la escala de Mercalli Modificada y el índice de densidad de muros, d/n , es inferior a 0.85%.

3. 2.2.1 Cálculo de los índices estructurales en los distintos pisos del edificio del Hospital San Martín de Quillota.

El cálculo de los índices I_1 , I_2 e I_3 se realiza en cada uno de los cuerpos que forman el edificio del hospital, tanto en la dirección longitudinal

como transversal de la planta.

Para el cálculo de los índices I_1 e I_2 del piso bajo (primer piso desde el suelo), sólo se consideraron los muros de albañilería de 20 a 30 cm de espesor, reduciendo el área de su sección transversal a una área de hormigón equivalente desde el punto de vista de la resistencia. Con este propósito se ha considerado que la relación entre las resistencias al corte de los muros de hormigón y los de albañilería esta dada por la relación:

$$\frac{0.29\sqrt{f'_c}}{(0.23\tau_0+0.12\sigma_0)}$$

donde:

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón (160 kg/cm²).

τ_0 = resistencia básica de corte de la albañilería (3 kg/cm²).

σ_0 = tensión normal efectiva debido a las cargas verticales
(1.0 n, en kg/cm²).

n = número de pisos por sobre el nivel considerado (n=3 ó 2).

La distinción entre muros y columnas se hace con la forma de la sección transversal, considerando como muros todos aquellos elementos que tienen una relación entre sus lados mayor que 3. Para estimar el peso total, W , se supuso un peso promedio de 1000 kg por metro cuadrado construido.

El cálculo del índice I_3 se hizo transformando el área de la sección transversal de un elemento de hormigón en una equivalente de albañilería de igual resistencia al corte. Además se despreciaron los elementos de hormigón con un largo menor o igual a 40 cm., los muros de albañilería de 10 cm de espesor (tabiques divisorios) y los construidos con posterioridad a la construcción del edificio original (modificaciones).

En las tablas 3.6 y 3.7 se entregan los valores de los índices para los distintos cuerpos del edificio .

Al incorporar estos edificios a la figura 3.6, se observa que los puntos se ubican dentro del área achurada y por lo tanto se concluye que para la intensidad máxima esperada de 8 grados en la escala de Mercalli Modificada el nivel de daño estructural en los muros del primer piso (piso bajo) sería a lo más del tipo leve. Esto se reafirma si se comparan los valores de la tabla 3.6 con los valores obtenidos por Riddell et al. para los edificios bajos afectados por el sismo del 3 de Marzo de 1985.

Tabla 3.6: Índices estructurales para el piso bajo

Cuerpo	Dirección de la Planta	Area de Columnas (cm ²)	Area de muros (cm ²)	Area sobre el nivel (m ²)	I_1 (cm ² /m ²)	I_2 (kg/cm ²)
1	Long.	24800	162000	515.2	314.44	2.76
	Trans.	21175	87000	515.2	168.87	4.76
2	Long.	17500	146700	492.8	297.7	3.00
	Trans.	10000	105000	492.8	213.0	4.29
3	Long.	61775	483250	2551.5	189.4	4.68
	Trans.	53490	374360	2551.5	146.7	5.96
4	Long.	23100	118830	1032.1	115.1	7.27
	Trans.	13200	148768	1032.1	144.1	6.37
5	Long.	30000	114911	1038.06	110.70	7.16
	Trans.	23700	155426	1038.06	149.73	5.80

Al comparar los valores de I_3 con los valores asociados a los diferentes niveles de daño de la figura 3.8, se concluye que en los muros de albañilería el agrietamiento debería ser pequeño o nulo para el sismo máximo esperado.

Tabla 3.7: Índice de densidad de muros para los pisos superiores

Cuerpo	Dirección de la Planta	Piso	Area sobre el nivel (m ²)	Area de muros (m ²)	I ₃ (%)
1	Long. Trans.	2	257.6	3.407	1.32
			257.6	10.771	4.18
2	Long. Trans.	2	246.4	6.983	2.83
			246.4	9.753	3.96
3	Long. Trans.	2	1658.1	60.931	3.67
			1658.1	46.428	2.80
4	Long. Trans.	3	764.7	49.168	6.43
			764.7	43.138	5.64
4	Long. Trans.	2	688.04	11.574	1.68
			688.04	14.827	2.15
5	Long. Trans.	3	344.02	7.421	2.16
			344.02	15.533	4.52
5	Long. Trans.	2	692.04	14.121	2.04
			692.04	21.680	3.13
5	Long. Trans.	3	346.02	14.399	4.16
			346.02	18.779	5.43

3.3 Calificación de la vulnerabilidad estructural del Hospital San Martín de Quillota.

Para calificar la vulnerabilidad estructural del hospital debe cuantificarse la estructura sismorresistente del edificio considerando el conjunto de aspectos cualitativos evaluados en los puntos 3.2.1 y 3.2.2.

El análisis del producto de las calificaciones individuales permite calificar la calidad estructural sismorresistente global del edificio analizado como "buena". Esta calificación global se ve favorecida si se tienen en cuenta las demandas impuestas por las condiciones locales del lugar donde se ubica la estructura y el número de pisos reducidos (2 ó 3) de los cuerpos que forman el edificio.

De acuerdo con las densidades de muros existentes, tanto en los pisos en que predominan los muros de hormigón armado como en los que predominan los de albañilería confinada, y con la experiencia siniestral representada en las figuras 3.6 y 3.7 , se concluye que el nivel de daño que pueden ocurrir durante el sismo de máxima intensidad esperada en la ciudad de Quillota (8 grados en la escala de Mercalli Modificada), debiera ser pequeño y prácticamente debe ser nulo en algunos pisos y cuerpos.

Por lo anterior, en un diagnóstico de la vulnerabilidad estructural del edificio analizado del Hospital San Martín de Quillota, se concluye que ella es "baja". Por lo tanto, su comportamiento sísmico es "seguro" y el nivel de daño que pudiera ocurrir no impediría el uso del edificio después de ocurrido el sismo de magnitud máxima esperada. Esta condición se ha podido comprobar

durante los sismos de 1965, 1971 y 1985, los que siendo de una severidad levemente inferior a la máxima esperada, han constituido una buena prueba de servicio del edificio.

Referencias:

1. Astroza, M., Moroni, M.O., y Küpfer, M. (1993), "Calificación sísmica de edificios de albañilería de ladrillo confinada con elementos de hormigón armado". XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural Vol. 1, Montevideo, Uruguay, Noviembre, pp 327 a 338.
2. Gallegos, H., y Ríos, R. (1986), "Índice de calidad estructural sismorresistente", 4tas. Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Vol. 2, Viña del Mar, Chile, Marzo, pp I-36 a I-61.
3. Gallegos, H. (1991), "Albañilería estructural" Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, Lima, Perú.
4. Meli, R. (1991), "Diseño sísmico de edificios de muros de mampostería; la práctica actual y el comportamiento observado", Simposium Internacional, Seguridad sísmica en la vivienda económica. CENAPRED, México D.F., pp 398 a 423.
5. O.P.S. (1993), "Mitigación de desastres en las instalaciones de la salud". Aspectos de Ingeniería, Vol. 4, Washington D.C., E.U.A.
6. Pérez, L.E. (1988), "Microzonificación sísmica de la ciudad de Viña del Mar", Memoria para optar al título de Ingeniería Civil, Fac. de

Ingeniería, Universidad Técnica Federico Santa María, Prof. Guía: C. Aguirre.

7. Riddell, R., Wood, S.L. y De la Llera, J.C. (1993), "Características estructurales y estadística de daños del inventario de edificios de Viña del Mar durante el sismo de marzo de 1985", Cap. 12. Ingeniería Sísmica. El caso del sismo del 3 de marzo de 1985, Ed. Hachette, Santiago, Chile, pp. 205 a 231.
8. Seismic Zoning on Geotechnical Hazards (1992), Prepared by Japan Working Group for TC-4 Committee, Workshop on Seismic Zoning Methodologies for Geotechnical Hazards, Lisboa, Portugal.
9. Shiga, T. (1977), "Earthquake damage and the amount of walls in reinforced concrete buildings". Proc. 6 WCEE, Vol. 7, Nueva Delhi, India, pp. 2467 a 2472.
10. Unemura, H. (1980), "A guideline to evaluate seismic performance of existing medium and low-rise reinforced concrete buildings and its application", Proc. 7 WCEE, Vol. 4, Estambul, Turquía, pp.505 a 512.