

CAPITULO 6

ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE LA TORRE PRINCIPAL DEL HOSPITAL DE COQUIMBO.

La vulnerabilidad sísmica de la torre principal del Hospital de Coquimbo se califica con los resultados obtenidos en los capítulos anteriores junto con los antecedentes que se entregan en este capítulo.

6.1 ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD SISMICA UTILIZANDO EL INDICE DE HIROSAWA

Para calificar la vulnerabilidad de la torre principal del Hospital de Coquimbo se calcula el índice de Hirosawa (Osorio, 1995). Los valores que resultan se comparan con los obtenidos en otros edificios de hospitales estructurados con pórticos de hormigón armado construidos en Chile desde 1970 y en los que ha sido posible calificar su vulnerabilidad de acuerdo con el comportamiento observado en diferentes eventos sísmicos ocurridos desde esa fecha (Esteban, 1997).

6.1.1 Consideraciones generales

El cálculo del índice se efectúa en forma separada para cada cuerpo del edificio, considerando que:

- a. La sala de máquina, ubicada sobre el cuarto piso, contribuye como un peso que gravita a nivel de la losa de hormigón armado ubicada sobre este piso.
- b. El peso sísmico de cada piso queda determinado de acuerdo con lo indicado en el punto 5.2.

c. Características nominales del hormigón:

Hormigón clase E (según indicación de los planos), $R_{c28} = 300 \text{ kgf/cm}^2$.

según NCh 170, $f'c = 230 \text{ kgf/cm}^2$

En la tabla 6.1 se indica el área de las plantas y el peso sísmico de cada piso.

TABLA 6.1 Areas de plantas y pesos por pisos

Cuerpo	Piso	Area de planta (m ²)	Peso piso (ton)	Peso por unidad de área, ton/m ²
A	1	871,2	725.4 (725.4)	0,833 (0,833)
	2	696,96	933.8 (760.0)	1,34 (1.09)
	3	696,96	1024,2 (850.0)	1,470 (1,220)
	4	696,96	981,8 (807,6)	1,409 (1,159)
	5	696,96	634,4 (634,4)	0,910 (0,910)
B	1	871,2	746,73 (746,73)	0,857 (0,857)
	2	871,2	1057,05 (850,14)	1,213 (0,976)
	3	871,2	1127,41 (920,50)	1,294 (1,057)
	4	871,2	1178,37 (960,57)	1,353 (1,103)
	5	871,2	796,17 (796,17)	0,914 (0,914)
C	1	696,96	602,51 (602,51)	0,864 (0,864)
	2	696,96	935,93 (761,69)	1,343 (1,093)
	3	696,96	1026,26 (852,02)	1,472 (1,222)
	4	696,96	994,22 (819,98)	1,427 (1,177)
	5	696,96	643,55 (643,55)	0,923 (0,923)

() : Peso sin sobrelosa de 10 cm de hormigón.

6.1.2 Tipos de columnas

Para los efectos de la evaluación del índice de Hirosawa, las columnas de un sistema estructurado con marcos de nudos rígidos de hormigón armado se deben clasificar de acuerdo con su esbeltez en:

a. **Columnas cortas, tipo A_{SC} :**

Son las columnas en las que la esbeltez es igual o menor que 2.

b. **Columnas de esbeltez intermedia, tipo A_{CI} :**

Son las columnas en las que la esbeltez es mayor que 2 pero igual o menor que 6.

c. **Columnas esbeltas, tipo A_{CZ} :**

Son las columnas en las que la esbeltez es mayor que 6.

La esbeltez de la columna se define por la relación entre su altura libre y el ancho de la sección transversal.

De acuerdo con los datos de los planos y considerando la presencia de elementos no descritos en los planos de diseño, que reducen la altura de las columnas al no aislarse de ella, las columnas de los cuerpos se clasifican dentro de los tres tipos indicados. En las tablas 6.2 a 6.4 se indica la altura libre y el número de columnas existentes en los distintos pisos.

TABLA 6.2 Cuerpo A.

Piso	Tipo de columnas
1	28 columnas con altura libre de 3,00 m tipo A_{c1} 2 columnas con altura libre de 2,25 m tipo A_{c1}
2 (P.M.)	12 columnas con altura libre de 1,90 m tipo A_{c1} 11 columnas con altura libre de 1,00 m tipo A_{sc} 2 columnas con altura libre de 0,30 m tipo A_{sc}
3	25 columnas con altura libre de 2,45 m tipo A_{c1}
4	25 columnas con altura libre de 2,40 m tipo A_{c1}
5	25 columnas con altura libre de 2,40 m tipo A_{c1}

TABLA 6.3 Cuerpo B

Piso	Tipo de columnas
1	28 columnas con altura libre de 3,00 m tipo A_{c1} 2 columnas con altura libre de 2,25 m tipo A_{c1}
2	18 columnas con altura libre de 1,90 m tipo A_{c1} 10 columnas con altura libre de 1,00 m tipo A_{sc} 2 columnas con altura libre de 0,30 m tipo A_{sc}
3	30 columnas con altura libre de 2,45 m tipo A_{c1}
4	30 columnas con altura libre de 2,40 m tipo A_{c1}
5	30 columnas con altura libre de 2,40 m tipo A_{c1}

TABLA 6.4 Cuerpo C

Piso	Tipo de columna
1	23 columnas con altura libre de 3,00 m tipo A _{Cl} 2 columnas con altura libre de 2,25 m tipo A _{Cl}
2	12 columnas con altura libre de 1,90m tipo A _{Cl} 11 columnas con altura libre de 1,00 m tipo A _{Sc} 2 columnas con altura libre de 0,30 m tipo A _{Sc}
3	25 columnas con altura libre de 2,45 m tipo A _{Cl}
4	25 columnas con altura libre de 2,40 m tipo A _{Cl}
5	25 columnas con altura libre de 2,40 m tipo A _{Cl}

6.1.3 Cálculo del índice de Hirosawa.

Este índice se calcula con la ecuación:

$$I_b = E_o * S_D * T$$

donde:

E_o : índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D : índice de configuración estructural.

T : índice de deterioro de la edificación.

6.1.3.1 Cálculo de E_o

Al aplicar el primer nivel de evaluación (Osorio, 1995), este término se obtiene 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 una columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor que considera la presencia de elementos de comportamiento más frágil como son las columnas del tipo A_{sc} .

La ecuación de E_o cuando los elementos resistentes verticales son sólo columnas es:

$$E_o = \left\{ \left(\frac{n_p + 1}{n_p + i} \right) * (a_1 * C_{sc} + a_2 * C_{c1}) \right\} * F$$

donde:

- n_p : número de pisos del edificio, 5.
- i : nivel que se evalúa, del 1 al 5.
- C_{sc} : resistencia proporcionada por las columnas del tipo A_{sc} .
- C_{c1} : resistencia proporcionada por las columnas del tipo A_{c1} .
- a_1 : 1,0 si A_{sc} es distinto de cero en el piso que se evalúa.
0,0 si A_{sc} es igual a cero en el piso que se evalúa.
- a_2 : 0,5 si A_{sc} es distinto de cero en el piso que se evalúa.
1,0 si A_{sc} es igual a cero en el piso que se evalúa.
- F : 0,8 si A_{sc} es distinto de cero en el piso que se evalúa.
1,0 si A_{sc} es igual a cero en el piso que se evalúa.

Las resistencias proporcionadas por ambos tipos de columna se calculan con las ecuaciones:

$$C_{sc} = (f'c / 200) * (15 A_{sc} / W_j)$$

$$C_{ct} = (f'c / 200) * (10 A_{c1} / Wj)$$

donde:

- $f'c$: resistencia a la compresión del hormigón en kgf/cm^2 .
- A_{sc} : suma del área de las columnas del tipo A_{sc} del piso en evaluación en cm^2 .
- A_{c1} : suma del área de las columnas del tipo A_{c1} del piso en evaluación en cm^2 .
- Wj : peso sísmico total sobre el piso que se evalúa en kgf .

El área de la sección transversal nominal de cualquier columna de los tres cuerpos del edificio es de $60 \times 60 \text{ cm}$ es decir 3600 cm^2 .

Los pesos sobre cada uno de los diferentes pisos de los tres cuerpos del edificio se indican en la tabla 6.5.

TABLA 6.5 Peso sísmico acumulado, en toneladas.

Cuerpo	Piso	Peso	Cuerpo	Piso	Peso	Cuerpo	Piso	Peso
A	1	4299,6	B	1	4905,8	C	1	4202,5
	2	3574,2		2	4159,1		2	3600,0
	3	2640,4		3	3102,0		3	2664,1
	4	1616,2		4	1974,6		4	1637,8
	5	634,4		5	796,2		5	643,6

Los valores del índice E_o se entregan en la tabla 6.6.

TABLA 6.6 Valores de E_o

Cuerpo	Piso	E_o
A	1	0,294
	2	0,203 (0.248)*
	3	0,294
	4	0,427
	5	0,979
B	1	0,253
	2	0,184 (0.260)*
	3	0,300
	4	0,419
	5	0,936
C	1	0,246
	2	0,201 (0.246)*
	3	0,291
	4	0,421
	5	0,965

()*: Valores calculados sin considerar efecto de antepecho.

En los tres cuerpos de este edificio el menor valor de E_o se produce en el segundo piso. Piso Mecánico, y se debe a la presencia de una cantidad importante de columnas cortas (columnas del tipo A_{SC}). La cantidad y ubicación de las columnas cortas en el segundo piso reduce inevitablemente la capacidad resistente del piso indicado y del edificio en su conjunto.

Los daños observados en la visita inspectiva revelan que ellos se concentran en el Piso Mecánico lo que no hace más que ratificar el resultado obtenido al aplicar el método de Hirosawa. La posibilidad de que la capacidad resistente quede controlada por las columnas del primer piso es poco probable dado que para que ello ocurra deben desarrollarse niveles de deformación que implican una reducción drástica de la resistencia de las columnas cortas, reduciendo la capacidad del segundo piso sólo al aporte del resto de las columnas (columnas del tipo A_{Ct}), obteniéndose nuevamente un valor de E_o menor en este segundo piso.

El análisis de los valores de E_o permite concluir lo siguiente:

- a. Los cuerpos del edificio presentan la tendencia a un falla del tipo piso blando en el segundo piso (Piso Mecánico), lo que implica una concentración de la disipación de la energía sísmica en las columnas de este piso, capacidad que es difícil de lograr aún cuando se respeten las limitaciones de diseño que permitan desarrollar una capacidad de deformación satisfactoria (diseño de marcos dúctiles).
- b. La aplicación del método de Hirosawa a otros hospitales chilenos estructurados con marcos de hormigón armado, que han tenido experiencias sísmicas de diferente severidad (Esteban, 1997), permite establecer que la vulnerabilidad del hospital de Coquimbo es del tipo media a alta, independiente que se considere o no los efectos de los antepechos del Piso Mecánico, lo que significa que:
 - i. Si las condiciones de seguridad del sistema no estructural es similar a otros hospitales del país, el daño en estos elementos no estructurales se producirá para intensidades moderadas, entre VI y VII grados de la escala de Mercalli Modificada. Situación que ha quedado confirmada con lo ocurrido en el hospital de Coquimbo durante el sismo del 14 de Octubre de 1997.
 - ii. El daño estructural puede ser severo para intensidades superiores a VIII grados

en la escala de Mercalli Modificada.

- iii. En la medida que se eliminen los antepechos del Piso Mecánico el daño se tiende a concentrar en el primer piso y segundo piso de los cuerpos B y C.

6.2 CALIFICACION DE LA VULNERABILIDAD DEL HOSPITAL DE COQUIMBO

La vulnerabilidad de la torre principal del Hospital de Coquimbo es **alta** considerando los antecedentes del punto 6.1 y:

- . Los daños relativamente severos que presentó la estructura para el sismo del 14 de Octubre de 1997 en un área que prácticamente no sufrió daño.
- . Los daños no estructurales severos ocurridos en el sismo mencionado.
- . La extrema flexibilidad del sistema estructural observada de los estudios de microvibraciones ambientales y deformaciones permanentes de sistemas secundarios.
- . La existencia de un detallamiento de refuerzo estructural reconocido como obsoleto y que es motivo de preocupación a nivel internacional por no proveer la seguridad adecuada a estándares actuales.
- . Las deficiencias de construcción detectadas que no permiten establecer con certeza la correcta aplicación de los planos estructurales.

NOTA: Las reparaciones efectuadas en la UTI y el en sector de pabellones no han considerado la existencia de la junta de dilatación. Teniendo en cuenta esta situación se producirá una nuevamente los daños que ocurrieron el 14 de octubre de 1997 y que están asociados con esta situación.

6.3 REFERENCIAS

Esteban, J.A., 1997, " Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales de Neurocirugía y de San Antonio". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Depto. Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Osorio, Cl., 1995, " Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica del sistema hospitalario chileno", Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Depto. Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

CAPITULO 7

RECOMENDACIONES MINIMAS PARA EL REFORZAMIENTO Y REPARACION DE LA ESTRUCTURA DE LA TORRE PRINCIPAL DEL HOSPITAL DE COQUIMBO.

Las recomendaciones que se indican en este capítulo se establecen considerando lo destacado en el punto 6.2 y:

- La importancia de la Torre estudiada para el funcionamiento de Hospital de Coquimbo.
- La importancia del Hospital de Coquimbo dentro de la red de salud de la IV Región.

De acuerdo con este marco de referencia se recomienda el desarrollo de una estrategia de reforzamiento de la estructura y de sus componentes no estructurales. Con este propósito se han identificado cuatro criterios básicos de intervención los que tienen distintas alternativas para establecer la demanda (llamadas alternativas A, B y C).

Los criterios a utilizar deben ser establecidos por el Ministerio de Salud y el Servicio de Salud de Coquimbo tomando en cuenta el nivel de seguridad que se le desee dar a la estructura. Los criterios propuestos son los siguientes:

- 1- **Reparar la estructura a su condición anterior al sismo:** Este criterio consistiría esencialmente en reparar el daño visible y eliminar la sobre viga en el nivel del Piso Mecánico. Sin embargo tomando en cuenta el daño observado para el bajo nivel de movimiento estimado en la zona, la posible ocurrencia de sismos mayores en la zona, las imprecisiones derivada de un proceso constructivo deficiente y el pobre detallamiento del refuerzo estructural, se considera que este criterio deja a la estructura con estándares de

seguridad y comportamiento menores a los actualmente aceptados.

- 2- **Reforzar la estructura para cumplir con la Norma NCh433.Of 96:** Este criterio permite llevar a la estructura mediante su reforzamiento o la incorporación de un sistema paralelo, a resistir las cargas sísmicas del estándar básico establecido por la Norma NCh433.Of 96 (Alternativa A). Esta normativa establece criterios mínimos para proteger la vida humana ante sismos severos y la protección (en forma parcial) de las componentes no estructurales ante sismos moderados. Debido a lo anterior estas alternativas no tratan en forma directa de proteger el funcionamiento de la estructura y dentro de sus consideraciones se contempla la posibilidad que para un sismo severo la estructura deba ser reemplazada.
- 3- **Reforzar la estructura con criterios de protección de funcionamiento:** Este criterio considera el nuevo estándar deseado por el Ministerio de Salud en el cual se establece como objetivo la mantención del funcionamiento de los servicios críticos ante eventos moderados y severos. Para establecer este criterio se han definido la Alternativas B y C que partiendo de la demanda (espectro) base de la Norma NCh433.Of 96 se establecen factores de reducción (R_0 o R) menores acordes con la experiencia siniestral de otras estructuras nacionales en sismos severos. Si bien esta alternativa no puede garantizar que no se produzcan daño ni la continuidad de funcionamiento, limita considerablemente estas situaciones. Esta alternativa requiere la protección efectiva de elementos arquitectónicos, líneas vitales y equipamiento tomando como base la protección de funciones previamente establecidas.
- 4- **Reemplazar la estructura por una nueva:** Este criterio se establece considerando que puede ser no aconsejable por antecedentes técnicos y económicos el mantenimiento de la estructura existente.

La identificación del criterio a utilizar o combinación de criterios debe ser responsabilidad del Ministerio de Salud, en la cual tomando en cuenta las limitaciones técnicas y económicas acepte

las alternativas sugeridas por un grupo de proyectistas especialistas.

7.1 ALTERNATIVAS PARA ESTABLECER LA DEMANDA PARA REALIZAR EL DISEÑO DEL REFORZAMIENTO Y LA REPARACION

Se proponen tres alternativas para efectuar el reforzamiento y la reparación:

Alternativa A. Se mantiene la estructura de pórticos existentes con la posible incorporación de un sistema adicional para resistir las cargas laterales.

Las demandas sísmicas de resistencia y ductilidad se establecen con la norma NCh433.Of 96, usando el factor de reducción que recomienda esta norma y el factor de importancia (I) recomendado para hospitales. Se debe cumplir estrictamente la nota del pie de la Tabla 5.1 de esta norma.

Con esta alternativa se puede esperar que se limite considerablemente la probabilidad de colapso de la estructura durante un sismo severo, es decir se tiene como objetivo principal la protección de la vida de los ocupantes. Para limitar la pérdida de funcionamiento bajo sismos moderados se establecen criterios adicionales que se indican en la sección 7.2.

Alternativa B: Se incorpora un sistema adicional para resistir toda la demanda que resulta de aplicar la norma NCh433. Of 96 cuando se acepta un valor de R_o igual a 3, y con un factor de importancia (I) igual a uno.

En el caso de utilizar un sistema de muros de hormigón, su refuerzo puede hacerse con las recomendaciones de la norma ACI-383 última versión y con las recomendaciones del Anexo B de la norma NCh433.Of 96. En el caso de usar arriostres debe utilizarse la última versión del AISC y SEAOC y recomendaciones para zonas de alta sismicidad además de las

restricciones descritas en la sección 7.2. Adicionalmente debe protegerse las líneas vitales y el equipamiento esencial.

Para este tipo de reforzamiento se puede esperar que el daño estructural y no estructural será limitado durante un sismo severo. En todo caso se deben establecer las protecciones para el sistema no estructural indicadas en 7.2 y adicionalmente debe protegerse las líneas vitales y el equipamiento esencial.

Alternativa C. En esta alternativa debe cumplirse con lo indicado para la alternativa anterior pero debe usarse un valor de R_o igual 2 y un factor de importancia igual a uno.

Para esta alternativa la posibilidad de daño es mínima como ha quedado demostrado en hospitales con estructuraciones de muros de hormigón armado que proporcionan altas capacidades de resistencia (Mery, 1996, Gahona, 1996).

7.2 RECOMENDACIONES ADICIONALES

7.2.1 Alcances

Estas recomendaciones adicionales se aplican a todas las alternativas establecidas. Se debe considerar como base y parte de estas recomendaciones toda la normativa NCh433.Of 96 incluyendo los Anexos A y B, a no ser que se indiquen cambios específicos de ellas a continuación.

Es importante recalcar que de acuerdo con la norma NCh433.Of 96 y la importancia de esta estructura, cualquier solución de reparación o refuerzo debe ser revisada y aprobada por otro profesional especialista independiente.

7.2.2 Combinaciones de carga.

Las combinaciones de los estados de carga se deben hacer de acuerdo con lo establecido en la norma NCh433.Of 96.

7.2.3 Modelos estructurales.

Para el cálculo de las masas sísmicas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, definido a través de un factor de reducción de la sobrecarga.

Las cargas permanentes deben calcularse considerando los pesos correspondientes a las condiciones que se presentan en terreno.

El factor de reducción de la sobrecarga se establece con los valores que se indican en la tabla 7.1.

Tabla 7.1 Factores de reducción de la sobrecarga

Descripción del recinto	Factor de reducción
Bodegas. Zonas de acopio con baja rotación. Zonas de aglomeración de personas.	0.5
Zonas de uso normal donde no es usual la aglomeración de personas.	0.25
Techos	0.0

7.2.4 Acciones sísmicas sobre la estructura

Los elementos estructurales de la estructura existente y los que se adicionen deben diseñarse para los esfuerzos obtenidos al considerar el 100% de la sollicitación sísmica actuando en una dirección más los esfuerzos obtenidos de considerar el 30% de la sollicitación sísmica que actúa en la dirección ortogonal a la anterior y viceversa. Deben considerarse los mayores esfuerzos resultantes de las dos combinaciones anteriores.

7.2.5 Método de análisis

Se debe aplicar del método de análisis elástico dinámico modal, usando el espectro de diseño definido por la ecuación 6-8 de la norma NCh433.Of 96 considerando las recomendaciones del punto 7.1.

Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que $0,10 PS$, donde P es el peso total del edificio sobre el nivel basal y S el factor asociado al suelo, el desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las sollicitaciones de los elementos estructurales deben multiplicarse por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.

La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección sísmica no necesita ser mayor que los valores que se indican en la tabla 7.2. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las sollicitaciones de los elementos estructurales pueden multiplicarse por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor de la tabla 7.2. Esta disposición no se aplica para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

TABLA 7.2 Valores máximos del esfuerzo de corte basal

ALTERNATIVA	ESFUERZO DE CORTE BASAL MAXIMO
A	0.17 PS
B	0.29 PS
C	0.43 PS

7.2.6 Refuerzo con arriostramientos

En la medida que los refuerzos se realicen con arriostramientos, los esfuerzos en estos deben incrementarse en un 25%. Se deben utilizar factores de esbeltez (kl/r) menores o iguales a 80. Las conexiones deben diseñarse para la capacidad del elemento y no para la demanda de esfuerzos derivados de la utilización de la Norma NCh433.

7.2.7 Elementos divisorios

Los elementos divisorios como tabiques, elementos de fachada, puertas y cierres en general deberán verificarse para el nivel de distorsiones y fuerzas que imponga la estructura sobre ellos.

Para el cálculo de las distorsiones de entrepiso se deberá utilizar los desplazamientos que resultan de su análisis bajo la acción del espectro de la norma sin reducción por R^* en los puntos en que está ubicado el tabique.

En el análisis deberá considerarse el subpárrafo 8.4.2 de la Norma NCh433.Of 96.

Los anclajes de los elementos divisorios flotantes deben disponerse de tal forma de

permitir la deformación libre de la estructura y a su vez aseguren la estabilidad transversal del tabique.

Los anclajes de los elementos divisorios no deben considerar el aporte producto del rozamiento.

Los anclajes de los elementos divisorios deben ser analizados considerando los aspectos del párrafo 8.5 de la Norma NCh433.Of96 y deben anclarse en la estructura resistente. (En el proyecto de recuperación se debe revisar y eliminar todos los apoyos de elementos divisorios que se han anclado a estuco solamente).

Para todas las alternativas, los elementos divisorios deben aislarse, a menos que el desplazamiento relativo de entrepiso en el punto en que éste se ubique sea igual o menor que 0,001 veces la altura de entrepiso.

7.2.8 Condiciones en las juntas de dilatación

Cualquiera sea la alternativa, en la junta de dilatación entre cuerpos y entre pisos se deben considerar las soluciones que impidan el daño de los elementos arquitectónicos y líneas vitales que cruzan la junta.

7.2.9 Equipo esencial.

Todo equipamiento esencial deberá ser evaluado para las demandas de fuerza y desplazamientos que le imponga la estructura o el suelo. En especial se deberá establecer la confiabilidad del sistema de ascensores de la Torre.

7.2.10 Conceptos generales.

Cuando se establezca un sistema de reforzamiento, éste debe quedar claramente establecido en su aporte de resistencia, rigidez y ductilidad por métodos validados en otras experiencias, experimentos, o aprobación de un grupo de expertos.

Cualquier supuesto de la capacidad de ductilidad de la estructura existente debe ser validado.

7.2.11 Compatibilidad de desplazamientos.

En la medida que se establezcan reforzamientos parciales del sistema existente o se incorpore un sistema adicional para resistir cargas sísmicas, debe garantizarse el mantenimiento de la capacidad resistente y el control del daño ante los desplazamientos no reducidos esperados de los elementos no reforzados o de aquellos reforzados parcialmente.

7.2.12 Deberá evaluarse la resistencia de los materiales de la estructura original.

7.2.13 Deberá realizarse los estudios de suelos necesarios para establecer apropiadamente el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación de la norma NCh 433 y la capacidad resistente necesaria para el diseño de las fundaciones.

7.3 REFERENCIAS

Gahona , P., 1996, "Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales Carlos Van Buren y Dr. Gustavo Fricke", Memoria para optar la título de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de

Chile, Santiago, Chile.

Mery, M., 1996, "Estimación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los hospitales de Chillán y Clínico Regional de Concepción", Memoria para optar la título de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.