

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERÍA

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES AISLADOS Y CONVENCIONALES A TRAVÉS DE UN ANÁLISIS DE FRAGILIDAD

MAURICIO SEBASTIÁN FERJ VARGAS

Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

DIEGO LÓPEZ-GARCÍA

Santiago de Chile, octubre, 2016 © 2016, Mauricio Sebastián Ferj Vargas



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERÍA

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES AISLADOS Y CONVENCIONALES A TRAVÉS DE UN ANÁLISIS DE FRAGILIDAD

MAURICIO SEBASTIÁN FERJ VARGAS

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

DIEGO LÓPEZ-GARCÍA

RODRIGO JORDÁN

GERARDO ARAYA

PABLO PARRA

PABLO IRARRÁZAVAL

Para completar las exigencias del grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, octubre, 2016

A mi familia y amigos.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio de postgrado fue financiado por CONICYT a través de su programa CONICYT-PCHA/MagisterNacional/2015-22151021.

Especial agradecimiento a los profesores Diego López-García, Rodrigo Jordán y Matías Hube por su apoyo a esta investigación. También a Henry Sady por su opinión profesional.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE GENERAL	.iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	.ix
RESUMEN	ciii
ABSTRACT	civ
1. INTRODUCCIÓN	1
2. CASOS DE ESTUDIO	7
2.1. Planta de hospitales convencionales	8
2.2. Planta de hospitales aislados	9
3. DISEÑO	11
3.1. Diseño de estructuras convencionales	12
3.1.1. Diseño de muros	16
3.1.2. Diseño de columnas	24
3.1.3. Diseño de vigas	27
3.2. Diseño de estructuras aisladas	29
3.2.1. Modelación y diseño de aisladores	35
3.2.2. Diseño de columnas y vigas	43
3.3. Resultados generales y análisis del diseño	44
3.4. Elevaciones resultantes del diseño	50
4. MODELACIÓN ESTRUCTURAL	56
4.1. Características generales	56

4.2.	Relación constitutiva del hormigón
4.3.	Relación constitutiva del acero
4.4.	Modelo al corte de muros
4.4	.1. Muros de hospital convencional de dos pisos
4.4	.2. Muros de hospitales convencionales de cinco y ocho pisos
4.5.	Modelación de aisladores
4.6.	Amortiguamiento71
5. AN	ALISIS DINÁMICO INCREMENTAL
5.1.	Metodología76
5.2.	Selección de registros
5.3.	Descripción y análisis de resultados82
6. CU	RVAS DE FRAGILIDAD97
6.1.	Estados límite
6.2.	Ajuste de curvas de fragilidad101
6.3.	Descripción y análisis de resultados106
7. CO	NCLUSIONES117
BIBLIO	GRAFÍA12
ANEXC	DS120
A.	Principales criterios del diseño de aisladores y sus resultados127
B.	Diagramas momento-curvatura de muros de hospitales convencionales de N_s =
2 , 5 y	7 8 pisos
C.	Periodos resultantes de la modelación en OpenSees

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1: Parámetros de diseño sísmico de hospitales convencionales. 12
Tabla 3-2: Propiedades dinámicas y cortes basales de hospitales convencionales13
Tabla 3-3: Cargas axiales máximas
Tabla 3-4: Parámetros de estimación de demanda de desplazamientos y deformaciones en
muro más exigido en Z en hospital convencional de ocho pisos20
Tabla 3-5: Tensiones máximas normalizadas resultantes para muros de hospital
convencional de ocho pisos. Se ilustran las combinaciones de cargas más desfavorables.
Tabla 3-6: Resumen de resultados para evaluar la necesidad de elementos especiales de
borde en muros
Tabla 3-7: Parámetros de diseño de muros. El valor de α_c asume que las tensiones se
expresan en <i>MPa</i> 24
Tabla 3-8: Parámetros de diseño sísmico de hospitales aislados30
Tabla 3-9: Propiedades dinámicas y cortes basales de hospitales aislados34
Tabla 3-10: Desplazamientos, deformaciones angulares, propiedades bilineales y
efectivas al SDI y al SMP de aisladores de hospitales aislados
Tabla 3-11: Cargas axiales máximas de corto y largo plazo de aisladores de hospitales
aislados40
Tabla 3-12: Parámetros resultantes del diseño de aisladores40
Tabla 3-13: Parámetros de diseño de columnas. (a) Columnas de pisos 1, 2, 3 y 4. (b)
Columnas de pisos 5, 6, 7 y 845
Tabla 3-14: Resumen de diseño de vigas. (a) Vigas de la base y pisos 1, 2, 3 y 4. (b) Vigas
de niveles 5, 6, 7 y 847
Tabla 4-1: Parámetros de la relación tensión-deformación a compresión de hormigón
confinado de columnas62
Tabla 4-2: Parámetros de la relación tensión-deformación a compresión de hormigón
confinado de vigas62

Tabla 4-3: Parámetros de la relación tensión-deformación a compresión de hormigón
confinado de muros de hospitales convencionales de cinco y ocho pisos63
Tabla 4-4: Momentos máximos probables en la base de los muros y posición relativa de
la demanda sísmica resultante según NCh 43368
Tabla 5-1: Parámetro T_0 definido en la NCh 433 para cada tipo de suelo y rango
considerado en cada uno de ellos en esta investigación78
Tabla 5-2: Periodos predominantes, aceleraciones máximas y factores de escala base de
cada registro79
Tabla 6-1: Drifts límite a nivel estructural de hospitales convencionales para cada LS99
Tabla 6-2: Drifts límite a nivel de superestructura de hospitales aislados para cada LS. 99
Tabla 6-3: Drifts y PFAs límite a nivel no estructural para cada LS100
Tabla 6-4: Deformaciones angulares límite de los aisladores para cada LS101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Vista en planta de hospitales convencionales. Dimensiones en centímetros9
Figura 2-2: Vista en planta de hospitales aislados. Dimensiones en centímetros10
Figura 3-1: Espectro de diseño elástico y espectros reducidos por dirección de análisis del
hospital convencional de cinco pisos
Figura 3-2: Drifts máximos de entrepiso del hospital convencional de ocho pisos y los
límites normativos asociados15
Figura 3-3: Detalle de armadura y dimensiones de sección transversal de muros de hospital
convencional de cinco pisos en la base. Dada la simetría de la configuración, se ilustra
sólo la mitad de la sección17
Figura 3-4: Curva de interacción y puntos de diseño de muro de cinco pisos18
Figura 3-5: Curva de interacción y puntos de diseño de columnas de hospital convencional
de cinco pisos25
Figura 3-6: Sección transversal y armadura de columnas de hospital convencional de cinco
pisos en zona de rótula plástica26
Figura 3-7: Momento máximo de diseño por piso en vigas de hospital convencional de
ocho pisos27
Figura 3-8: Sección transversal de vigas de hospital convencional de cinco pisos28
Figura 3-9: Espectros de diseño elásticos y espectros reducidos del hospital aislado de
cinco pisos
Figura 3-10: Drifts máximos de entrepiso del hospital aislado de ocho pisos y los límites
normativos asociados
Figura 3-11: Módulo de corte y amortiguamiento de la goma en función de la deformación
angular del aislador. Se añaden también los puntos de diseño para el SDI37
Figura 3-12: Momento máximo de diseño por piso en vigas de hospital aislado de ocho

Figura 3-13: (a) Resumen de cortes basales en dirección Z normalizados por peso propio
de hospitales convencionales y aislados. (b) Relación de periodos en dirección Z entre
hospitales aislados y sus correspondientes versiones convencionales
Figura 3-14: (a) Volúmenes requeridos de hormigón por estructura. (b) Cocientes de
volúmenes según cantidad de pisos50
Figura 3-15: Elevación de ejes B y E de hospital convencional de dos pisos51
Figura 3-16: Elevación de ejes orientados en Z de hospital aislado de dos pisos51
Figura 3-17: Elevación de ejes B y E de hospital convencional de cinco pisos52
Figura 3-18: Elevación de ejes orientados en Z de hospital aislado de cinco pisos53
Figura 3-19: Elevación de ejes B y E de hospital convencional de ocho pisos54
Figura 3-20: Elevación de ejes orientados en Z de hospital aislado de ocho pisos55
Figura 4-1: Definición de parámetros de relación tensión-deformación del hormigón.
Figura adaptada de http://opensees.berkeley.edu60
Figura 4-2: Relaciones tensión-deformación de hormigón con y sin confinamiento de
columnas de hospital convencional de cinco pisos61
Figura 4-3: Curva monótona de deformación del acero de refuerzo64
Figura 4-4: Modelo de comportamiento al corte de muros de hospital convencional de dos
pisos
Figura 4-5: Modelos de comportamiento al corte de muros de hospitales convencionales
de $N_s = 5$ y 8 pisos
Figura 4-6: Relación constitutiva de aisladores de hospital aislado de cinco pisos sometida
a la deformación de diseño ($\gamma_D = 1.24$). Se añade la curva monótona bilineal y la recta
secante de rigidez efectiva al desplazamiento máximo70
Figura 4-7: Periodos modales y amortiguamientos de Rayleigh asociados de los hospitales
de cinco pisos. (a) Sin aislación. (b) Con aislación71
Figura 5-1: Espectros de pseudoaceleraciones combinados según SRSS de los registros
escalados en consideración
Figura 5-2: Espectros de desplazamientos combinados según SRSS de los registros
escalados en consideración

Figura 5-3: Drifts resultantes de los IDAs de las estructuras de dos pisos. (a) Hospital
convencional. (b) Hospital aislado85
Figura 5-4: Drifts resultantes de los IDAs de las estructuras de cinco pisos. (a) Hospital
convencional. (b) Hospital aislado
Figura 5-5: Drifts resultantes de los IDAs de las estructuras de ocho pisos. (a) Hospital
convencional. (b) Hospital aislado
Figura 5-6: PFAs resultantes de los IDAs de las estructuras de dos pisos. (a) Hospital
convencional. (b) Hospital aislado
Figura 5-7: PFAs resultantes de los IDAs de las estructuras de cinco pisos. (a) Hospital
convencional. (b) Hospital aislado
Figura 5-8: PFAs resultantes de los IDAs de las estructuras de ocho pisos. (a) Hospital
convencional. (b) Hospital aislado90
Figura 5-9: Deformaciones angulares máximas resultantes de los IDAs de los hospitales
aislados. (a) Dos, (b) cinco y (c) ocho pisos91
Figura 5-10: Percentil 50 de (a) drifts, (b) PFA y (c) γ_{max} en función del PGA. N_s indica
el número de pisos de los hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A)92
Figura 5-11: Percentil 50 de los drifts máximos de cada piso en función del PGA. N_s indica
el número de pisos de los hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A)93
Figura 5-12: Percentil 50 de los PFAs de cada piso en función del PGA. N_s indica el
número de pisos de los hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A)94
Figura 6-1: (a) IDA y puntos de desarrollo de LSs del hospital convencional de ocho pisos.
(b) Probabilidades observadas y modelo de fragilidad ajustado105
Figura 6-2: Curvas de fragilidad de elementos estructurales de hospitales convencionales
(S/A) y aislados (C/A). Estructuras de (a) dos, (b) cinco y (c) ocho pisos112
Figura 6-3: Curvas de fragilidad de elementos no estructurales DS de hospitales
convencionales (S/A) y aislados (C/A). Estructuras de (a) dos, (b) cinco y (c) ocho pisos.

Figura 6-4: Curvas de fragilidad de elementos no estructurales AS de hospitales
convencionales (S/A) y aislados (C/A). Estructuras de (a) dos, (b) cinco y (c) ocho pisos.
Figura 6-5: Curvas de fragilidad del sistema de aislación de hospitales aislados.
Estructuras de (a) dos, (b) cinco y (c) ocho pisos115
Figura 6-6: Curvas de fragilidad de los sistemas de aislación con límites modificados: (a)
$\gamma_{max} \ge \gamma_D y$ (b) $\gamma_{max} \ge 4.0$. N_s indica el número de pisos

RESUMEN

La protección de los elementos estructurales y no estructurales de los hospitales frente a sismos severos es fundamental para preservar la seguridad de las personas, minimizar los costos de reparación y permitir la continuidad operacional. Para lograr estos objetivos, las autoridades en Chile han requerido la implementación de sistemas de aislación sísmica basal en las licitaciones de estos establecimientos. En este contexto, esta investigación consiste en un análisis comparativo del desempeño sísmico de hospitales de pórticos aislados y sus alternativas sustitutas convencionales de muros. El objetivo general es cuantificar sus diferencias y así evaluar las ventajas y desventajas asociadas a cada opción. Para hacerlo, se definen casos de estudio aislados y tradicionales representativos de la realidad chilena. A continuación, se diseñan sus estructuras según la normativa vigente en Chile. Luego, se desarrollan modelos computacionales no lineales tridimensionales y se someten a análisis dinámicos incrementales con registros sísmicos chilenos. Finalmente, se calculan curvas de fragilidad de los sistemas de aislación, elementos estructurales y no estructurales de los hospitales. De la etapa de diseño se infiere que las vigas y columnas de los hospitales aislados resultan con mayores dimensiones que las estructuras convencionales. En tanto, de los análisis dinámicos incrementales se deduce que las deformaciones relativas y aceleraciones de piso son sustancialmente menores en las configuraciones aisladas que en las tradicionales. Las reducciones asociadas fluctúan en torno al 60%. Estas derivan en probabilidades de alcanzar estados límite significativamente inferiores en los hospitales aislados. En consecuencia, se concluye que la implementación de la configuración aislada permite reducir la fragilidad de elementos estructurales y no estructurales. La cuantificación realizada en esta investigación posibilitará la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y los costos de ciclo de vida de hospitales chilenos.

Palabras clave: hospitales, aislación sísmica, análisis dinámico incremental, curvas de fragilidad.

ABSTRACT

The protection of structural and nonstructural elements of hospitals against severe earthquakes is essential to preserve life safety, minimize repair costs and allow operational continuity. To achieve these objectives, Chilean authorities now require the implementation of base isolation systems in hospital public tenders. Within this context, this investigation consists of a comparative analysis between the seismic performance of base isolated reinforced concrete frame hospitals and that of their conventional substitute alternatives, which are structural wall buildings. The main goal is to quantify their differences in order to assess the advantages and disadvantages of each option. To accomplish it, Chilean representative case studies are defined for both types of hospitals. The structures are designed according to the current normative provisions in Chile. Then, tridimensional nonlinear computational models are developed and subjected to incremental dynamic analyses using Chilean seismic acceleration records. Finally, fragility curves of isolation systems, structural elements and nonstructural components of hospitals are calculated. It is found that beams and columns of isolated buildings have larger dimensions than conventional structures. Incremental dynamic analyses show a substantial decrease (around 60 %) of story drifts and floor accelerations in the isolated configurations when compared with those of the traditional hospitals. The reductions lead to significantly lower probabilities of exceeding limit states in isolated buildings. As a consequence, it is concluded that the implementation of seismic isolation allows to decrease the fragility of structural and nonstructural elements of hospitals. The probabilistic quantification of the seismic response of both configurations is expected to be used in future studies to assess the seismic vulnerability and life-cycle costs of Chilean hospital buildings.

Keywords: hospitals, seismic isolation, incremental dynamic analysis, fragility curves.

1. INTRODUCCIÓN

Hasta dos tercios del gasto público total del sector salud en América Latina y El Caribe corresponden al funcionamiento de los hospitales (Boroschek & Retamales, 2004). Esta significativa inversión se asocia a la importancia social que estos tienen. Luego de la ocurrencia de un sismo de gran magnitud la operación de estos establecimientos se hace aún más indispensable, no obstante, su interrupción producto de daños estructurales o no estructurales es común en estas situaciones. En consecuencia, la correcta elección de la estructuración del hospital a construir y el diseño de su sistema sismo-resistente se hacen determinantes para mantener el funcionamiento después de un movimiento sísmico severo. En este sentido, la evaluación de la vulnerabilidad de los distintos sistemas estructurales disponibles es crucial para una decisión informada que involucre objetivos claros y óptimos de desempeño.

Después de las devastadoras consecuencias del terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010 (Westenenk et al., 2012; Jünemann, de la Llera, Hube, Cifuentes, & Kausel, 2015), el Sistema de Concesiones del Ministerio de Obras Públicas de Chile (MOP) comenzó a requerir dentro de sus licitaciones la incorporación de sistemas de aislación sísmica basal en hospitales. Uno de los objetivos subyacentes de esta medida es lograr un nivel de desempeño que permita mantener el funcionamiento de los establecimientos luego de un sismo de gran intensidad. Así, surge la necesidad de evaluar cuáles son las principales implicancias de utilizar estos sistemas en los procesos de diseño y en los costos involucrados. A su vez, se hace indispensable un estudio del desempeño de los hospitales con aislación sísmica para distintas intensidades de movimientos de suelo. En esta investigación se abordan estas temáticas a través de un análisis comparativo de hospitales aislados y sus versiones alternativas diseñadas con las soluciones convencionales. Antes de describir la metodología adoptada, es necesario caracterizar ambas opciones.

El diseño sismo-resistente tradicional de edificios tiene como objetivo proteger la vida y evitar el colapso de las estructuras frente a un sismo severo (INN, 2009; INN, 2013). Para

lograrlo, el procedimiento estándar consiste en diseñar los sistemas estructurales para que resistan solicitaciones sísmicas inferiores a las que desarrollarían en régimen elástico. Por lo tanto, se permiten niveles de deformaciones superiores a los que limitan el comportamiento lineal. En definitiva, esta decisión de diseño se traduce en daño estructural (Chopra, 1995). La seguridad se consigue entonces a través de la provisión al sistema de una ductilidad adecuada que permita alcanzar la demanda de deformaciones máximas. Esta filosofía de diseño normalmente deja desprotegidos a los elementos no estructurales (INN, 2013).

De manera alternativa existe la posibilidad de utilizar sistemas de protección sísmica, los cuales permiten mejorar el desempeño estructural e incluso llevarlo al nivel elástico. Sin duda, en Chile los más comunes son los sistemas de aislación sísmica basal (de la Llera, Vásquez, Poulos, & Favier, 2015). Estos consisten en la adición de dispositivos (aisladores) de baja rigidez lateral que conectan la superestructura con la subestructura o las fundaciones. Como consecuencia la estructura se flexibiliza lateralmente a costa de la concentración de deformaciones en el sistema de aislación. Este efecto permite reducir simultáneamente deformaciones relativas y aceleraciones de piso en la superestructura a través del filtrado de frecuencias sísmicas altas (Naeim & Kelly, 1999; de la Llera et al., 2015). En términos prácticos, se desacopla la superestructura del movimiento del suelo. Además, usualmente el sistema de aislación contribuye con amortiguamiento, ya sea por disipación intrínseca de los aisladores, como por medio de la incorporación de dispositivos que los complementan.

Para llevar a cabo el análisis comparativo de las alternativas previamente descritas se siguen las siguientes etapas:

 <u>Casos de estudio</u>: Se consideran dos conjuntos de casos de estudio: uno con hospitales tradicionales y otro con aislados. Cada uno de ellos tiene edificios de hormigón armado de dos, cinco y ocho pisos. Los hospitales convencionales tienen estructuras híbridas que combinan muros con pórticos perimetrales. Por su parte, los aislados corresponden únicamente a marcos con aisladores en las bases de las columnas. Como es evidente, las configuraciones estructurales difieren entre un caso y el otro. El objetivo es comparar hospitales que eventualmente podrían ser sustitutos. En consecuencia, se consideran las estructuraciones más comunes de cada caso (ver Capítulo 2).

- <u>Diseño</u>: Las seis estructuras en estudio se diseñan considerando la normativa actual vigente en Chile. Se asume que los edificios se ubican en suelo II y zona 2 según la definición de la NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009 (INN, 2009) (en adelante simplemente NCh 433), de manera de abarcar la mayor cantidad posible de hospitales reales. Como resultados del proceso se derivan las dimensiones de las secciones transversales de los elementos y el detalle de sus armaduras (y cuantías). Además, se deducen los volúmenes requeridos de hormigón por cada edificio. Finalmente, se analizan las principales diferencias entre los distintos casos.
- <u>Modelación matemática</u>: Se desarrollan modelos computacionales no lineales en tres dimensiones de las estructuras en estudio en el *software* OpenSees (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006).
- iv) <u>Análisis dinámico incremental</u>: Los modelos estructurales se someten a análisis dinámicos de un set de registros chilenos representativos de la amenaza sísmica nacional. Los análisis se repiten para distintas intensidades de movimiento, de manera de ver la evolución de la respuesta estructural conforme se incrementa la solicitación. El uso de varios registros posibilita el desarrollo de un resumen estadístico de los resultados. Así, la comparación se realiza a través de un estudio de distintos parámetros de respuesta frente a sismos individuales escalados y a nivel agregado.

Las variables de respuesta se seleccionan con el objetivo de caracterizar distintos niveles de desempeño de los sistemas de aislación, elementos estructurales y no estructurales de las superestructuras. En términos prácticos, funcionan como medidas de daño que son comparadas entre un caso y otro.

v) <u>Curvas de fragilidad</u>: Los resultados del análisis dinámico incremental se procesan para obtener para cada grado de intensidad sísmica las probabilidades de desarrollar distintos niveles de desempeño o estados límites en los sistemas de aislación, elementos estructurales y no estructurales. Las curvas que describen la evolución de estas probabilidades con la intensidad del movimiento del suelo se denominan curvas de fragilidad. A través de ellas es posible comparar probabilísticamente el desempeño de cada estructura.

Es importante destacar que la metodología aquí propuesta no sólo permite comparar el desempeño estructural de los hospitales frente a un sismo severo, sino que también posibilita evaluar en cada caso la demanda sobre contenidos y elementos no estructurales, como tabiques, enchapados y terminaciones, componentes mecánicos y eléctricos, entre otros. Estos son vitales para el funcionamiento de un hospital. Por lo tanto, el análisis comparativo descrito se propone para considerar las variables que afectan la integridad estructural de los establecimientos y la capacidad que estos tienen para seguir en operación luego de un evento sísmico considerable.

Como se mencionó anteriormente, el análisis de la fragilidad de los distintos componentes de los hospitales permite evaluar niveles de desempeño desde un marco de referencia probabilístico. Adicionalmente, la estimación de fragilidad está inserta dentro del marco de la ingeniería sísmica basada en el desempeño según el enfoque del *Pacific Earthquake Engineering Research* (PEER) (Vamvatsikos & Cornell, 2002; Der Kiureghian, 2005). Si se conoce la amenaza sísmica y la función de fragilidad asociada a un estado límite, entonces es posible cuantificar la probabilidad anual de alcanzar ese estado límite. Dicho de otra manera, la obtención de curvas de fragilidad es un paso necesario para caracterizar la vulnerabilidad sísmica de una estructura y/o sus componentes. Por ende, también constituye uno de los pilares para estimar las pérdidas económicas producto de sismos.

En este sentido, la relevancia de los elementos no estructurales y los contenidos de los hospitales no sólo se entiende desde el punto de vista de la continuidad operacional luego de un sismo severo. Además, sus daños son los principales contribuidores a las pérdidas

económicas sísmicas. Taghavi & Miranda (2003) indican que esto se debe a que ellos representan un importante porcentaje del costo total de construcción de los hospitales. De hecho, los componentes no estructurales y los contenidos representan más de un 90 % de los costos de estos establecimientos según los casos de estudio de estos autores.

Aunque en número limitados, en la literatura existen antecedentes del uso de curvas de fragilidad para evaluar el desempeño de estructuras aisladas. Así, por ejemplo, Zhang & Huo (2009) estudiaron a través de un análisis de fragilidad la efectividad y el diseño óptimo de aisladores en puentes. Perotti, Domaneschi, & De Grandis (2013) calcularon la fragilidad sísmica de la planta aislada de energía nuclear IRIS.

Sin embargo, hay escasas investigaciones que utilicen este tipo de análisis para edificios aislados de hormigón armado. Bakhshi & Mostafavi (2014) desarrollaron curvas de fragilidad para marcos de concreto reforzado en dos dimensiones. Similarmente, Han, Li, & van de Lindt (2014) las usaron para evaluar el impacto en la vulnerabilidad de las réplicas sísmicas en la misma clase de edificios. Sólo estos últimos consideran en el estudio la fragilidad de los elementos no estructurales. No obstante, estos autores no se focalizan en la realidad chilena, con sus aspectos normativos propios y su amenaza sísmicas local. Tampoco consideran modelos tridimensionales ni las dos componentes sísmicas horizontales actuando simultáneamente. Además, el enfoque que presentan se basa en que las estructuraciones de las superestructuras de los casos convencionales y aislados son las mismas. De hecho, Han et al. (2014) plantean su análisis considerando la aislación como una alternativa de rehabilitación estructural de un edificio antiguo ya existente. En cambio, en esta investigación se comparan hospitales con distintas estructuraciones.

Si bien hasta ahora han quedado implícitos, es preciso explicitar los objetivos de esta investigación. En general, se pretende evaluar las ventajas y desventajas de hospitales aislados con respecto a sus alternativas sustitutas convencionales. En particular, se procura realizar un análisis comparativo que involucre: (1) propiedades resultantes del diseño; (2) evolución de la demanda a distintas intensidades sísmicas sobre sistemas de aislación, elementos estructurales y no estructurales; y (3) un estudio probabilístico que evalúe los

estados límite asociados a niveles de desempeño a través de un análisis de fragilidad. Se espera además que la investigación realizada pueda servir de punto de partida para futuros estudios que incorporen la información estadística de la amenaza sísmica para determinar la vulnerabilidad y las pérdidas económicas relacionadas de cada tipología estructural.

A continuación se exponen las características de los casos de estudio seleccionados (Capítulo 2). En el Capítulo 3 se diseñan los hospitales, mientras que en el 4 se modelan computacionalmente. Posteriormente, en el Capítulo 5 se desarrollan los análisis dinámicos incrementales. A partir de sus resultados se calculan las curvas de fragilidad asociadas en el Capítulo 6. Finalmente, en el Capítulo 7 se informan las principales conclusiones.

2. CASOS DE ESTUDIO

En este capítulo se definen y justifican las configuraciones estructurales seleccionadas para realizar el análisis comparativo entre hospitales aislados y convencionales.

Cuando se desea aislar un edificio de hormigón armado con una estructuración predefinida, la forma de proceder depende del tipo de estructura. Si el edificio es de marcos, entonces la estructuración generalmente se mantiene. En cambio, si la estructura es de muros, el ideal es reducir la densidad en planta de estos elementos de manera de abaratar el costo de la estructura y disminuir el número de aisladores a utilizar. Sin embargo, en edificios habitacionales, por ejemplo, existen restricciones arquitectónicas que impiden eliminar muros. El caso más complejo corresponde a edificios híbridos, es decir, aquellos que mezclan muros (generalmente en un núcleo) y marcos. Usualmente los muros tienden a tomar la mayor parte del corte sísmico, lo cual deriva en tracción excesiva de los aisladores ubicados en sus extremos. Si bien estos últimos son capaces de resistir tracciones, normalmente se diseñan para trabajar en compresión (Naeim & Kelly, 1999).

De lo anterior se desprende que la configuración óptima en términos de diseño de una estructura al momento de aislarla es aquella que permite una distribución homogénea de rigidez en planta. Así, la demanda sísmica se distribuye entre más aisladores y se dificulta el desarrollo de los problemas mencionados en el caso de edificios híbridos.

Los sistemas de muros estructurales en Chile han exhibido un buen comportamiento frente a sismos severos, incluso mejor que el mostrado por estructuras convencionales de pórticos (Hidalgo, Ledezma, & Jordan, 2002). Esto hace de los edificios de muros una alternativa muy común en el país. A su vez, a diferencia de lo que ocurre en edificios habitacionales, en el caso particular de los hospitales las restricciones arquitectónicas permiten en mayor medida reemplazar muros y eventualmente lograr una estructuración basada en marcos resistentes. En consecuencia, en esta investigación se consideraron hospitales convencionales cuyo sistema resistente lateral está basado en muros y hospitales aislados constituidos puramente de marcos. Tal como se puede constatar en la lista de proyectos con sistemas de protección sísmica confeccionada por de la Llera et al. (2015), el sistema de aislación más común en Chile corresponde a aisladores elastoméricos. Habitualmente estos se complementan con un número inferior de deslizadores que añaden amortiguamiento sin incrementar sustancialmente los costos. Además, en términos generales la cantidad de proyectos que poseen aisladores con núcleo de plomo (o LRB por su sigla en inglés) es similar a la cantidad de proyectos sin ellos. No obstante, en estructuras que tienen LRB, la mayor parte de sus dispositivos son aisladores elastoméricos de mediano o alto amortiguamiento (MDR y HDR respectivamente). Ello se puede verificar, por ejemplo, en la investigación de de la Llera, Lüders, Leigh, & Sady (2004), en la cual se mencionan distintas estructuras chilenas que poseen aislación sísmica y se desglosa el número de aisladores de cada tipo.

Con el objetivo de representar en esta investigación de forma simple lo anterior, se decidió asignar 24 HDR de sección transversal circular a cada hospital aislado, es decir, uno bajo cada columna del primer piso. Es importante mencionar que la implementación del sistema de aislación en la base de los hospitales exige la presencia de un nivel adicional de losas y vigas en la base del primer piso, el cual permite el trabajo en conjunto de los aisladores, una adecuada conexión entre las columnas y la utilización del primer piso.

Los materiales y las dimensiones específicas de los hospitales a analizar se eligieron de manera de representar de forma sencilla y genérica las configuraciones típicas del país. Con el fin de abarcar un rango característico de número de pisos de hospitales candidatos a ser aislados, se decidió considerar estructuras de dos, cinco y ocho pisos, tanto para las estructuras convencionales como para las aisladas. A su vez, se definieron alturas de piso de 400 *cm* para el primer piso y 320 *cm* para el resto.

2.1. Planta de hospitales convencionales

La vista en planta de los hospitales convencionales se muestra en la Figura 2-1. La estructuración consiste en dos muros orientados en cada dirección principal conectados a través de vigas a marcos perimetrales. El largo de los vanos es constante e igual a 750 *cm*.



Figura 2-1: Vista en planta de hospitales convencionales. Dimensiones en centímetros.

2.2. Planta de hospitales aislados

En la Figura 2-2 se exhibe la vista en planta de los hospitales aislados. La principal diferencia con respecto al caso convencional radica en el reemplazo de los muros por marcos interiores. Con ello, la estructura queda constituida únicamente por pórticos resistentes.



Figura 2-2: Vista en planta de hospitales aislados. Dimensiones en centímetros.

3. DISEÑO

En este capítulo se detalla el diseño de las seis estructuras en estudio. Las consideraciones especiales hechas en cada caso se mencionan en las siguientes secciones. Tanto para los hospitales convencionales como para los aislados se usó el ACI 318S-08 (ACI Comité 318S, 2008). A su vez, todas las estructuras se modelaron en el *software* ETABS (CSI, 2005) para su diseño. La rigidez de los elementos se definió a partir de sus propiedades brutas y el módulo de elasticidad del hormigón, tal como se indica en la Sección 8.7.1 del Decreto Supremo N° 60 de 2011 (MINVU, 2011a) (de aquí en más D.S. N° 60) para estructuras sin problemas tipo $P - \Delta$.

Como carga muerta (*D*) se consideró el peso propio de los elementos estructurales ($\gamma = 2.5 \frac{tonf}{m^3}$) y una carga adicional distribuida en las losas de $0.15 \frac{tonf}{m^2}$. Del mismo modo, se asumió una carga viva (*L*) aplicada en las losas de $0.40 \frac{tonf}{m^2}$. El peso sísmico se definió según lo indicado en el Capítulo 5 de la NCh 433 para construcciones en las cuales es usual la aglomeración de personas, es decir, la totalidad de la carga muerta más la mitad de la viva (*D* + 0.5*L*).

La metodología seguida corresponde al diseño por resistencia última cuyas combinaciones de carga se detallan en la Sección 9.1 de la NCh 3171 Of. 2010 (INN, 2010) (de ahora en adelante NCh 3171). En esta investigación se consideraron las siguientes combinaciones básicas gravitacionales y sísmicas:

$$U1 = 1.4 D$$
 (3-1)

$$U2 = 1.2 D + 1.6 L \tag{3-2}$$

$$U5 = 1.2 D + 1.0 L + 1.4 E \tag{3-3}$$

$$U7 = 0.9 D + 1.4 E \tag{3-4}$$

3.1. Diseño de estructuras convencionales

El hormigón considerado en las tres estructuras es H30 y está caracterizado por una resistencia cilíndrica $f'_c = 250 \frac{kgf}{cm^2}$ y módulo de elasticidad $E_c = 238.75 \frac{tonf}{cm^2}$. Por su parte, el acero corresponde a A630-420H, cuya fluencia nominal es de $f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$.

Para el diseño sísmico se siguieron las disposiciones de la norma NCh 433 y del Decreto Supremo N° 61 de 2011 (MINVU, 2011b), de aquí en más D.S. N° 61. Se consideró suelo B, zona 2 y una categoría de ocupación tipo IV. Los esfuerzos y deformaciones sísmicas se obtuvieron a través de análisis modales espectrales con combinaciones de superposición modal tipo CQC. Los parámetros de diseño sísmico definidos en las normas anteriormente mencionadas se exhiben en la Tabla 3-1. Es importante mencionar que los valores de las variables asociadas al tipo de suelo, *S*, T_0 y p, son los mismos que los que se asignan en la NCh 433 (sin el D.S. N° 61) para suelo tipo II.

Tabla 3-1: Parámetros de diseño sísmico de hospitales convencionales.

Ι	R	R_0	S	T_0	р	A_0	C _{máx.}
				[s]		[g]	
1.20	7	11	1.00	0.30	1.50	0.3	0.105

El espectro de diseño y su versión reducida por dirección de análisis del edificio de cinco pisos se ilustra a modo de ejemplo en la Figura 3-1. Notar que el espectro reducido prácticamente coincide en ambas direcciones debido a la cercanía entre sus periodos.

Los pesos sísmicos, periodos fundamentales de traslación y cortes basales de diseño normalizados por dirección de análisis se muestran en la Tabla 3-2.



Figura 3-1: Espectro de diseño elástico y espectros reducidos por dirección de análisis del hospital convencional de cinco pisos.

Tabla 3-2: Propiedades dinámicas y cortes basales de hospitales convencionales.

		Número de pisos		
		2	5	8
Р	[tonf]	1,833	4,732	7,799
T_x	[s]	0.141	0.425	0.769
T_z	[s]	0.141	0.422	0.762
Q_{0x} / P		0.126	0.084	0.060
Q_{0z} / P		0.126	0.085	0.060

Se puede observar que la estructura de dos pisos está controlada por corte máximo $(Q_{0_{máx}} = IC_{máx}P)$, mientras que la de ocho pisos por corte mínimo $(Q_{0_{mín}} = \frac{ISA_0}{6g}P)$. El hospital de cinco pisos, por su parte, desarrolla un corte basal intermedio.

Para el diseño se consideraron diafragmas rígidos en cada nivel de la estructura. Además, las losas se modelaron con elementos tipo *shell* cuyo espesor se determinó a través del procedimiento descrito en la Sección 9.5.3.3 del ACI 318S-08 para losas con vigas que se

extienden entre los apoyos en todos los lados. Luego de analizar el caso más desfavorable se decidió utilizar por simplicidad un espesor de 20 *cm* constante para todos los hospitales.

Cabe destacar que la torsión accidental se definió según la segunda alternativa que se propone en la NCh 433, es decir, aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel.

Con el fin de definir el detalle de los elementos estructurales, el D.S. N° 60 especifica que en estructuras mixtas con muros y marcos como las estudiadas los marcos pueden dimensionarse como pórticos intermedios si es que los muros toman al menos un 75 % del corte sísmico en la base. Por lo tanto, se verificó en ETABS que el corte basal máximo obtenido a través de análisis modal espectral de las columnas fuera inferior al 25 % del corte basal máximo de toda la estructura. En efecto, esto se cumple en los tres casos analizados. De hecho, si bien la participación de los muros en términos de corte basal se reduce levemente a medida que aumenta la cantidad de pisos, estos toman más del 90 % en los tres hospitales convencionales. Por consiguiente, se puede concluir que el sistema resistente lateral de estos edificios está dado por los muros. Consecuentemente, ellos se diseñaron como especiales según lo indicado en el ACI 318S-08 y el D.S. N° 60.

Como es habitual, el proceso de dimensionamiento de los elementos estructurales se realizó iterativamente. Inicialmente, se fijaron las secciones transversales a través de fórmulas simplificadas basadas en las dimensiones en planta y la estructuración. Posteriormente, se realizaron todas las modificaciones necesarias para lograr un diseño que cumpliera con los requisitos normativos y a su vez fuera representativo de lo que ocurre en la práctica.

Una de las verificaciones finales del diseño corresponde a la revisión de los *drifts* máximos de entrepiso, definidos como el cociente entre el desplazamiento relativo máximo entre dos niveles consecutivos y su altura asociada. En la Figura 3-2 se muestran los valores por piso que presenta el hospital de ocho niveles sometido a excitaciones sísmicas en sus dos direcciones principales (X y Z). δ_{CM} corresponde a los *drifts* del centro de masas de cada

nivel en la dirección del sismo, mientras que δ_X y δ_Z son las deformaciones de entrepiso máximas por nivel en X y Z respectivamente (recordar que incluso para un sismo unidireccional la torsión accidental induce desplazamientos en ambas direcciones). La NCh 433 estipula que δ_{CM} no debe exceder 0.002 (max(δ_{CM}) en la Figura 3-2). Del mismo modo, restringe δ_X y δ_Z por δ_{CM} + 0.001 (se debe usar el valor de δ_{CM} consistente con el sentido de análisis). En este caso, dada la doble simetría en planta del edificio, δ_{CM} es nulo en la dirección ortogonal a la del *input*. Se puede observar cómo la torsión accidental produce un efecto más notorio cuando el sismo va en Z, lo cual se explica por el mayor largo de la planta en esa dirección (37.5 *m* versus 22.5 *m*). Finalmente, se concluye que se cumplen ampliamente los requisitos normativos.



Figura 3-2: *Drifts* máximos de entrepiso del hospital convencional de ocho pisos y los límites normativos asociados.

3.1.1. Diseño de muros

Para dimensionar y detallar los muros se consideró tanto el diseño a flexocompresión como al corte. Si bien los esfuerzos de estos elementos se reducen en altura para un mismo edificio, se decidió mantener constante su espesor en todos los niveles. De esta manera se evitan en la práctica los inconvenientes que producen las reducciones de secciones y el traslapo de la enfierradura en la zona crítica. Además, dada la similitud del comportamiento y de los esfuerzos resultantes en ambas direcciones de análisis, se optó por considerar la misma sección transversal en los cuatro muros de cada hospital.

En el D.S. N° 60 Sección 21.9.1.1 se establece que los muros especiales de espesor inferior a $\frac{l_u}{16}$ deben ser diseñados considerando posibles problemas de inestabilidad lateral (l_u corresponde a la longitud sin soporte lateral del muro). Con el fin de limitar la posibilidad de pandeo se decidió considerar como espesor mínimo $\frac{l_u}{16} = \frac{400}{16}$ cm = 25 cm. Este valor límite controla en el caso del edificio de dos pisos.

A modo de ejemplo en la Figura 3-3 se muestra la sección transversal en la base de los muros del hospital convencional de cinco pisos. Las curvas de interacción $P_n - M_n$ (nominal) y $\phi P_n - \phi M_n$ (diseño) asociadas se ilustran en la Figura 3-4. Adicionalmente, se exhiben los puntos de diseño dados por las Ecuaciones (3-1) a (3-4). Notar que se incluyen los esfuerzos de todos los pisos. Se destacan las combinaciones que controlan el diseño en la base de los muros. U2 corresponde a la Ecuación (3-1), mientras que U5ZT y U7ZT se asocian a las Ecuaciones (3-3) y (3-4) con el sismo aplicado en dirección Z y considerando la torsión accidental.

En la Tabla 3-3 se explicitan las cargas axiales máximas que desarrollan los muros para los distintos hospitales convencionales. Se distingue entre el esfuerzo normal dado por combinaciones de cargas gravitacionales ($P_{u,máx}$) y sísmicas ($P_{u,sís}$).



Figura 3-3: Detalle de armadura y dimensiones de sección transversal de muros de hospital convencional de cinco pisos en la base. Dada la simetría de la configuración, se ilustra sólo la mitad de la sección.



Figura 3-4: Curva de interacción y puntos de diseño de muro de cinco pisos.

Cabe destacar que en el D.S. N° 60 se limita superiormente la carga axial de muros especiales por $0.35 f'_c A_g$ con el fin de asegurar una mínima capacidad de deformación plástica. En este caso, A_g es el área bruta transversal de la sección del muro.

Tabla 3-3: Cargas axiales máximas.

	Número de pisos			
_	2	5	8	
$P_{u,máx}/(f_cA_g)$	0.09	0.18	0.26	
$P_{u,sis}/(f_cA_g)$	0.08	0.16	0.22	

En el diseño de los muros también se evaluó la necesidad de elementos de borde por medio de dos metodologías en paralelo basadas en las disposiciones del ACI 318S-08. En primer lugar se evaluó la demanda de deformaciones. Para ello se calculó el desplazamiento de techo último (δ_u) según las indicaciones del D.S. N° 61, es decir,

$$\delta_u = 1.3S_{de}(T_{ag}) \tag{3-5}$$

$$T_{ag} = 1.5T^*$$
 (3-6)

donde T^* corresponde al periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis (calculado con propiedades brutas y módulo de elasticidad del hormigón) y se corrige por el factor 1.5 para considerar la influencia del acero y el agrietamiento. S_{de} es la ordenada espectral de desplazamiento asociada. A continuación se estimó la profundidad del eje neutro (c) en la base del muro más exigido consistente con δ_u a través de la Ecuación (3-7) que surge del equilibrio axial de la sección transversal y está basada en el procedimiento propuesto por Wight & Macgregor (2009).

$$c = \frac{|P_u| + \alpha A_s f_y + \rho_l t_w l_w f_y - A'_s f_y}{0.85 f'_c t_w \beta_1 + 2\rho_l t_w f_y}$$
(3-7)

 P_u es la carga axial de diseño máxima coherente con δ_u , t_w es el espesor del muro, l_w el largo, A_s el área de la armadura de borde en tracción, A'_s su símil en compresión (en este caso $A_s = A'_s$), ρ_l la cuantía de armadura longitudinal (vertical) definida en la Ecuación (3-14), β_1 se define en el ACI 318S-08 y se asume igual a 0.85 y $\alpha = 1.25$ corresponde a un factor que representa conservadoramente el incremento en la tensión del acero en tracción producto de su endurecimiento. Conocida la profundidad del eje neutro, es posible evaluar la necesidad de configurar elementos de borde comparándola con el valor crítico (c_{cr}) indicado en el D.S. N° 60 (Ecuación (3-8)).

$$c_{cr} = \frac{l_w}{600\left(\frac{\delta'_u}{h'_w}\right)} \tag{3-8}$$

Dado que en este caso se evalúa la sección basal del muro, el desplazamiento de techo relativo a la zona crítica (δ'_u) equivale al relativo a la base (δ_u). Del mismo modo, h'_w coincide con h_w y corresponde a la altura total del muro. Si $c \ge c_{cr}$ entonces los extremos del muro deben ser reforzados con elementos especiales. Además, la demanda de deformación unitaria (ϵ_c) se puede estimar como

$$\epsilon_c = \phi_u c = \left(\frac{\delta_u}{\left(\frac{l_w}{2}\right)h_w}\right)c \tag{3-9}$$

El D.S. N° 60 indica que ϵ_c no debe superar 0.008. Los resultados de este análisis se exhiben en dirección Z para el muro más exigido del hospital convencional de ocho pisos en la Tabla 3-4. Por cierto, este edificio es el que posee los muros más esbeltos y justamente son estos los que resultaron más exigidos en comparación a los otros dos casos (dos y cinco pisos).

 Tabla 3-4: Parámetros de estimación de demanda de desplazamientos y deformaciones en muro más exigido en Z en hospital convencional de ocho pisos.

Parámetro	Unidades	Valor
Pu	[tonf]	1,448
T^*	[s]	0.762
T_{ag}	[s]	1.144
δ_{u}	[cm]	12.69
$h_{\rm w}$	[cm]	2,640
с	[cm]	255.27
C _{cr}	[cm]	260.11
ε _c		0.0033

Se observa que el muro no requiere confinamiento ($c < c_{cr}$) y que se cumple el requisito de deformación máxima ($\epsilon_c < 0.008$). P_u en este caso corresponde a la combinación U5 aplicada en dirección Z en la base y considerando torsión accidental (U5ZT).

En segundo lugar se evaluaron las tensiones máximas para las cargas críticas mayoradas a través de un modelo lineal elástico y la consideración de propiedades brutas. El muro necesita confinamiento si

$$f_c^{m\acute{a}x} = \frac{|P_u|}{A_g} + \frac{|M_u|}{W_g} > 0.2f_c'$$
(3-10)

$$W_g = \frac{l_g}{\left(\frac{l_w}{2}\right)} = \frac{t_w l_w^2}{6} \tag{3-11}$$

donde P_u y M_u corresponden a los esfuerzos de diseño críticos en la base del muro. En este caso, el esfuerzo axial resultante es de compresión. De forma ilustrativa se muestran los resultados para el hospital convencional de ocho pisos para las combinaciones más desfavorables en la Tabla 3-5.

Tabla 3-5: Tensiones máximas normalizadas resultantes para muros de hospital convencional de ocho pisos. Se ilustran las combinaciones de cargas más desfavorables.

		U2	U5ZT	U7ZT
M_u	[tonf m]	0	4,195	4,195
\mathbf{P}_{u}	[tonf]	1,680	1,448	797
$f_c{}^{m\acute{a}x}\!/f'_c$		0.06	0.18	0.16

Se puede observar que aún en la combinación más crítica la tensión máxima de compresión no supera el límite definido por el ACI 318S-08 $(0.18f_c')$ versus $0.20f_c'$).
En la Tabla 3-6 se muestra un resumen comparativo de los resultados de las dos metodologías para todos los hospitales convencionales. Se concluye que a medida que aumenta la cantidad de pisos (y con ello la esbeltez de los muros) tanto la demanda de tensiones como de deformaciones aumenta. No obstante, en ningún caso se superan los límites que imponen la presencia de elementos especiales de borde. Además, se deduce que ambas metodologías llevan a conclusiones similares.

 Tabla 3-6: Resumen de resultados para evaluar la necesidad de elementos especiales de borde en muros.

	Número de pisos					
	2	5	8			
c/c _{cr}	0.15	0.60	0.98			
$f_c^{\text{máx}}/(0.2f_c)$	0.34	0.77	0.92			

A pesar de los resultados anteriormente expuestos, en el D.S. N° 60 se establece que en muros con cuantías de refuerzo longitudinal de borde superior a $2.8/f_y$ (con f_y en MPa) igualmente se debe detallar armadura transversal. En consecuencia, en los muros de los edificios convencionales de cinco y ocho pisos se especificaron estribos $\Phi 10@16 \ cm$ conectados a la enfierradura de borde según una disposición análoga a la presentada en la Figura 3-3. Por su parte, en los muros del hospital no aislado de dos niveles se desestimó la presencia de esta armadura debido que se espera que su comportamiento esté controlado por corte dada su baja razón de aspecto (h_w/l_w) . En la Sección 4.1 se aborda con más detalle este aspecto.

Para el diseño al corte se utilizó la Ecuación (3-12). A_{cv} es el área limitada por el espesor del alma (equivale a A_g en este caso), α_c es un coeficiente asociado al aporte a la resistencia al corte del hormigón que depende de la razón de aspecto del muro y ρ_t corresponde a la cuantía de armadura horizontal (ver Ecuación (3-15)). Dado que el diseño se realizó utilizando las combinaciones de cargas de las Ecuaciones (3-1) a (3-4) en vez de a través de un diseño por capacidad, se consideró un factor de reducción de resistencia de $\phi = 0.60$.

$$V_u \le \phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$
(3-12)

El resultado del diseño de muros se especifica en la Tabla 3-7. A_s es la armadura longitudinal concentrada en cada extremo, A_l la armadura vertical distribuida y A_t la horizontal. Las cuantías asociadas respectivas son ρ , ρ_l y ρ_t . Ellas se definen como

$$\rho = \frac{A_s}{t_w l_w} \tag{3-13}$$

$$\rho_l = \frac{A_l}{t_w s_l} \tag{3-14}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{t_w s_t} \tag{3-15}$$

donde A_s , A_l y A_t corresponden a áreas y s_l y s_t a espaciamientos. Cabe destacar que por simplicidad se asumió homogéneamente repartida la armadura de borde cada 15 *cm* en los tres casos.

En la Tabla 3-7 se puede observar cómo el parámetro α_c es mayor en el muro de dos pisos (el menos esbelto), lo cual indica que el aporte a la resistencia al corte del hormigón es superior en ese caso según el criterio del ACI 318S-08. Además, en los tres hospitales convencionales la cuantía de armadura distribuida longitudinal estuvo controlada por el mínimo ($\rho_l \ge 0.0025$). Esto se debe principalmente al uso de armadura concentrada en los bordes para resistir la flexocompresión. Por su parte, la baja demanda al corte en los muros de dos pisos explica la presencia de la cuantía mínima transversal en ese caso ($\rho_t = 0.0025$). En cambio, en los muros de cinco y ocho pisos, la cuantía horizontal estuvo controlada por la resistencia al corte requerida.

		Número de pisos					
		2	5	8			
t _w	[cm]	25	30	35			
l_{w}	[cm]	750	750	750			
$h_{\rm w}$	[cm]	720	1,680	2,640			
$h_{\rm w}/l_{\rm w}$		0.96	2.24	3.52			
α_{c}		0.25	0.17	0.17			
$A_s = A_s'$		6φ16	12¢28	12¢28			
A_1		φ10@25 cm	φ10@20 cm	φ10@17 cm			
At		φ8@16 cm	φ10@15 cm	φ10@13 cm			
$\rho = \rho'$		0.0006	0.0033	0.0028			
ρ_l		0.0025	0.0026	0.0026			
$ ho_t$		0.0025	0.0035	0.0035			

Tabla 3-7: Parámetros de diseño de muros. El valor de α_c asume que las tensiones se expresan en *MPa*.

3.1.2. Diseño de columnas

Las columnas se diseñaron a flexocompresión y a corte como componentes de pórticos intermedios. Se consideraron columnas cuadradas de igual sección transversal por piso. Dado que la carga axial en las columnas aumenta a medida que se incrementa la cantidad de niveles, se decidió variar la sección de las columnas en el edificio de ocho pisos. Por simplicidad y para representar de mejor manera lo que ocurre en la práctica, se decidió mantener el tamaño de las columnas en altura en los hospitales de dos y cinco pisos.

En la Figura 3-5 se ilustran las curvas de interacción de las columnas del hospital convencional de cinco pisos. Adicionalmente, se exhiben los puntos de diseño asociados a las combinaciones de cargas aplicadas en todos los pisos, en todas las columnas y en ambas direcciones de análisis. *M*2 corresponde a flexión debida al sismo aplicado en dirección Z, mientras que *M*3 en X. Además, se destacan las combinaciones que controlan

el diseño (solicitación puramente gravitacional y sísmica en dirección Z con torsión accidental). Notar que el diseño no estuvo controlado por flexión, más bien se buscó limitar las compresiones máximas en las columnas para evitar hipotéticas fallas frágiles producto de excentricidades excesivas. Así, la cuantía de armadura longitudinal resultó cercana en todos los casos al mínimo (entre 1 % y 2 % del área bruta).



Figura 3-5: Curva de interacción y puntos de diseño de columnas de hospital convencional de cinco pisos.

El diseño al corte se realizó a través del procedimiento descrito en la Sección 21.3 del ACI 318S-08. El corte último de diseño se estimó como

$$V_u = \frac{|M_n^-| + |M_n^+|}{l_u} \tag{3-16}$$

con M_n^+ la resistencia nominal a flexión positiva y M_n^- su análoga negativa. Puesto que las columnas son cuadradas y la disposición de la armadura simétrica, $|M_n^-| = |M_n^+| = M_n$.

Dado el rango de valores que adoptan las cargas axiales de diseño, de manera conservadora se utilizó el valor de M_n máximo, es decir, aquél correspondiente al punto de balance. La resistencia al corte de diseño se calculó según

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \tag{3-17}$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_c'} bd$$
(3-18)

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{3-19}$$

donde $\phi = 0.75$, N_u corresponde a la compresión consistente con V_u , A_g al área bruta de la sección, *b* a su ancho, *d* a la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal principal, A_v al área total de refuerzo transversal y *s* a su espaciamiento. La ecuación para V_c es válida cuando las tensiones N_u/A_g y f'_c están en *MPa*. Por simplicidad, se consideró conservadoramente el valor más bajo de N_u resultante de las combinaciones de cargas, el cual no es necesariamente coherente con V_u . Ello resulta en un aumento máximo de un 7 % en V_c para el caso del hospital más alto.



Figura 3-6: Sección transversal y armadura de columnas de hospital convencional de cinco pisos en zona de rótula plástica.

A modo de ejemplo, en la Figura 3-6 se muestra la sección transversal de las columnas del edificio de cinco pisos. Además, en la Tabla 3-13 se detallan las propiedades resultantes del diseño.

3.1.3. Diseño de vigas

Las vigas se diseñaron a flexión y corte según la categoría de pórticos intermedios. A pesar de que el momento flector máximo es más alto en vigas interiores que en perimetrales, por simplicidad se asumió la misma sección transversal en toda la planta de cada nivel. A su vez, se decidió mantener las dimensiones de las vigas en altura puesto que no se da una gran variación de esfuerzos. De forma ilustrativa se muestran en la Figura 3-7 los momentos máximos de la viga más exigida de cada piso del hospital convencional de ocho pisos. Se distingue entre vigas perimetrales e interiores.



Figura 3-7: Momento máximo de diseño por piso en vigas de hospital convencional de ocho pisos.

Se puede observar cómo las vigas interiores desarrollan mayores esfuerzos que las perimetrales. Además, se deduce que los momentos máximos positivos no sufren gran variación en altura, mientras que los negativos tienen una leve variación inicial en los primeros tres pisos y luego permanecen esencialmente constantes. Cabe destacar que en vigas interiores los momentos máximos positivos estuvieron controlados por la combinación U2 y los negativos por U5 aplicada en Z con torsión accidental. Algo similar ocurre en vigas perimetrales, sin embargo, en pisos intermedios la combinación U5 domina en momentos positivos máximos.

Las dimensiones y la armadura resultante del diseño de vigas del hospital convencional de cinco pisos se exhiben en la Figura 3-8 a modo de ejemplo. En la Tabla 3-14 se describen los resultados del diseño a flexión.



Figura 3-8: Sección transversal de vigas de hospital convencional de cinco pisos.

El diseño al corte de vigas se realizó de forma análoga a lo hecho para columnas. El corte último de diseño se estimó según

$$V_u = V_e + V_g \tag{3-20}$$

$$V_e = \frac{|M_n^-| + |M_n^+|}{l_n} \tag{3-21}$$

donde l_n es la luz libre de las vigas, V_e corresponde a la contribución sísmica al corte y V_g a la gravitacional. Esta última se obtuvo a través de la definición de una nueva combinación de cargas en ETABS dada por 1.2D + 1.0L. Por su parte, la resistencia de diseño se calculó por medio de la Ecuación (3-17) sin perder de vista que $N_u = 0$ debido al supuesto de diafragma rígido por piso. Los resultados del diseño al corte se exponen en la Tabla 3-14.

3.2. Diseño de estructuras aisladas

El diseño de hospitales aislados se basó en las disposiciones de la norma de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh 2745 Of. 2013 (INN, 2013) (en adelante NCh 2745). Al igual que en los hospitales convencionales, se definió hormigón H30 ($f_c' = 250 \frac{kgf}{cm^2}$) para las estructuras de dos y cinco pisos, sin embargo, con la finalidad de lograr un mejor desempeño y representar de mejor manera lo que ocurre en la práctica en hospitales aislados, se eligió hormigón H35 ($f_c' = 300 \frac{kgf}{cm^2}$) en el de ocho pisos. Este último es el que presenta mayores esfuerzos. Por su parte, la calidad del acero se mantuvo en A630-420H ($f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$).

El diseño sísmico se realizó a través de análisis modales espectrales para suelo tipo II y zona 2. En este punto cabe mencionar que en la norma NCh 2745 se mantiene la clasificación de suelos de la NCh 433, pero se propone una compatibilización que asocia al suelo B del D.S. N° 61 (usado en el diseño de hospitales convencionales) el tipo II.

Los parámetros de diseño sísmico se presentan en la Tabla 3-8. R_s corresponde al factor de reducción de fuerzas laterales de los elementos ubicados sobre el sistema de aislación (superestructura de pórticos); $\alpha_A A$, $\alpha_V V$ y $\alpha_D D$ son las ordenadas espectrales en las zonas

del espectro de pseudoaceleración, pseudovelocidad y pseudodesplazamiento constantes respectivamente; A_0 es la aceleración máxima del terreno; M_M corresponde al coeficiente que amplifica la demanda desde el sismo de diseño (SDI) hasta el sismo máximo posible (SMP) y Z es el factor de zonificación sísmica.

Tabla 3-8: Parámetros de diseño sísmico de hospitales aislados.

R _s	$\alpha_A A$	$\alpha_V V$	$\alpha_D D$	A_0	M_M	Z
	$[cm/s^2]$	[cm/s]	[cm]	[g]		
2	1,100	94	30	0.41	1.20	1.00

En la Figura 3-9 se ilustran distintos espectros utilizados para el diseño del hospital aislado de cinco pisos. ZS_a representa al espectro de pseudoaceleraciones base que indica la NCh 2745 amplificado por el factor asociado a la zona (Z = 1.00). ZS_a/B_D es equivalente al espectro anterior reducido por el factor B_D , el cual depende del amortiguamiento relacionado con el modo de vibración en análisis. En el gráfico se observa la dependencia de B_D con respecto a T. Por una parte, periodos pequeños se asocian a formas modales en las cuales domina la deformación de la superestructura. La norma NCh 2745 señala que a estos modos se les debe vincular un amortiguamiento que supone una superestructura fija al suelo. Así, en este caso se asumió un amortiguamiento igual a 0.05, cuyo factor B_D correspondiente es unitario (no hay reducción por amortiguamiento para estas formas modales). Por otra parte, periodos elevados se asocian a formas modales controladas por deformación del sistema de aislación y un movimiento aproximadamente de cuerpo rígido de la superestructura. A estos modos se les vincula el amortiguamiento del sistema de aislación (β_D) calculado para el desplazamiento de diseño (D_D), cuyo factor reductor B_D asociado es superior a la unidad. En el gráfico se puede verificar que se eligió arbitrariamente un periodo límite igual a 1.5 s que separa los periodos de los modos asociados a deformación de la superestructura de los predominados por la deformación

del sistema de aislación. Esta elección permite que el límite sea válido para los tres hospitales aislados. Notar que en el gráfico se observa también el espectro reducido por $R_s = 2$, constante para todos los modos.



Figura 3-9: Espectros de diseño elásticos y espectros reducidos del hospital aislado de cinco pisos.

En la norma NCh 2745 se establece que el corte basal de diseño para la superestructura (V_s) no debe ser menor que el que entregaría la norma NCh 433 para una estructura de base fija con el mismo periodo (suponiendo I = 1.0 y S = 1.0). Por lo tanto, se calculó el periodo para el cual la NCh 433 indica diseño por corte mínimo $(T_{Q_{0_{min}}})$ y se obtuvo el coeficiente sísmico asociado como $C_{min} = Q_{0_{min}}/P$, con $Q_{0_{min}}$ el corte mínimo de la NCh 433 y P el peso de la estructura. Es justamente C_{min} el que se grafica como constante en

la Figura 3-9 y se usa para prediseñar el hospital aislado. La idea es elegir un periodo objetivo que permita que $ZS_a/(B_DR_s)$ sea cercano a $C_{mín}$ y que sea mayor o igual a $T_{Q_{0_{min}}}$, de forma que la superestructura se diseñe con un corte basal V_s cercano al mínimo. Luego se diseña el sistema de aislación para que alcance el periodo objetivo. No hay que perder de vista que en la NCh 2745 se establecen otros valores mínimos para V_s , no obstante, estos no son conocidos a priori. De todas formas, después de la fase de prediseño se verificaron todas las restricciones indicadas en la norma.

Para diseñar con análisis modal espectral se necesita definir una relación constitutiva lineal para los aisladores. Para ello, la curva de histéresis no lineal de los aisladores se caracteriza con dos parámetros, el módulo de corte efectivo o secante (G_{ef}) y el amortiguamiento efectivo (β_{ef}). Estos se deducen experimentalmente a través de las siguientes ecuaciones:

$$G_{ef} = \frac{k_{ef}H_r}{A} \tag{3-22}$$

$$k_{ef} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|} \tag{3-23}$$

$$\beta_{ef} = \frac{1}{4\pi} \frac{W_D}{W_S} = \frac{1}{4\pi} \frac{W_D}{\left(\frac{1}{2}k_{ef}D^2\right)}$$
(3-24)

 H_r y *A* corresponden a la altura total de goma del aislador y a su área; $|F^+|$ y $|F^-|$ son los valores absolutos de las fuerzas que desarrolla el aislador a los desplazamientos máximos y mínimos D^+ y D^- respectivamente; W_D es la energía total disipada en la curva de histéresis y *D* su desplazamiento característico. En general, $D^+ = |D^-| = D$. Cuando se trabaja con todos los aisladores de forma agregada, la rigidez lateral total equivale a la suma de las rigideces individuales. A su vez, el amortiguamiento total se calcula con la Ecuación (3-24), pero usando la energía total disipada por todos los aisladores y la rigidez agregada.

Dentro de los procesos de definición del espectro de diseño y caracterización lineal de los aisladores está implícita una metodología intrínsecamente iterativa. G_{ef} y β_{ef} dependen del desplazamiento para el cual se calibran. Si ese desplazamiento corresponde al obtenido con el SDI, es decir, D_D , entonces $G_{ef} = G_D$ y $\beta_{ef} = \beta_D$. Sin embargo, para obtener el desplazamiento D_D es necesario primero conocer el espectro de diseño ZS_a/B_D , que a su vez depende de β_D y G_D . Es útil para comenzar las iteraciones haber realizado previamente el análisis estático propuesto por la NCh 2745 suponiendo un amortiguamiento objetivo inicial (por ejemplo 15 %).

Además de lo explicado anteriormente, existen otras fases del diseño que también son iterativas. Por ejemplo, la consideración del efecto $P - \Delta$ en los aisladores depende de la demanda de desplazamientos y ella, por cierto, depende también de los momentos adicionales debidos al $P - \Delta$.

En la Tabla 3-9 se exponen las principales propiedades dinámicas de los hospitales aislados. Se muestran los pesos sísmicos P, definidos según el mismo criterio usado en hospitales convencionales; los periodos de las superestructuras de base fija por dirección de análisis, $(T_x)_f y (T_z)_f$; los periodos de base aislada por dirección de análisis calculados al SDI, $T_x y T_z$; las razones entre ambos tipos de periodos, $T_x/(T_x)_f y T_z/(T_z)_f y$, finalmente, los cortes basales de diseño de la superestructura en X y Z normalizados por el peso propio.

Por una parte, se observa que las razones de periodos disminuyen a medida que aumenta la cantidad de pisos, lo cual se explica principalmente por el aumento de los periodos asociados a las superestructuras de base fija y a la dificultad de flexibilizar en la misma proporción los aisladores. Aun así se ve cómo en todos los casos los cocientes $T/(T)_f$ logrados son iguales o superiores a 3.0. Por otra parte, se puede notar que los cortes basales de los hospitales de cinco y ocho pisos están controlados por el corte mínimo dado por la NCh 433 ($\frac{ISA_0}{6g}P$), mientras que en el caso de dos pisos controló el corte mínimo dado por el 80 % del obtenido del análisis estático. De todas formas, se constata que el periodo objetivo resultante del prediseño presupuestado para los aisladores permite lograr valores de V_s cercanos o iguales a los mínimos de la NCh 433.

		Número de pisos					
		2	5	8			
Р	[tonf]	2,636	5,771	9,139			
$(T_x)_f$	[s]	0.456	0.780	0.961			
$(T_z)_{\mathrm{f}}$	[s]	0.465	0.805	1.001			
T_x	[s]	2.500	2.765	2.976			
T_z	[s]	2.502	2.773	2.990			
$T_x / (T_x)_f$		5.5	3.5	3.1			
$T_z/(T_z)_f$		5.4	3.4	3.0			
Vs_x/P		0.058	0.050	0.050			
Vs_z/P		0.058	0.050	0.050			

Tabla 3-9: Propiedades dinámicas y cortes basales de hospitales aislados.

.

Con respecto a algunos detalles del diseño es relevante mencionar que la torsión accidental se definió de forma análoga a lo realizado para hospitales convencionales. Asimismo, las losas se modelaron como elementos *shell* y se mantuvieron los espesores de 20 *cm*.

Al igual como se hizo para los hospitales convencionales, también se estudiaron los *drifts* máximos por piso en los casos aislados. En la Figura 3-10 se muestran los resultados para la superestructura del hospital de ocho pisos. La interpretación del gráfico es análoga a la explicada en la Sección 3.1, sin embargo, es importante notar que en la Sección 8.8 de la NCh 2745 no se hace distinción entre los máximos asociados a los centros de masas y los relacionados al resto de los puntos en planta. Simplemente se indica que los *drifts* máximos no pueden exceder 0.0025. Este límite se denominó como max(δ) en la Figura 3-10. Nuevamente se puede deducir que la torsión accidental tiene más impacto cuando

el sismo va en dirección Z. Igualmente, se concluye que se cumplen las cláusulas normativas.



Figura 3-10: *Drifts* máximos de entrepiso del hospital aislado de ocho pisos y los límites normativos asociados.

3.2.1. Modelación y diseño de aisladores

Tal como lo señalan Naeim & Kelly (1999), la histéresis de los aisladores en la práctica se modela como bilineal, especialmente para diseño. Se necesitan tres parámetros para definir la relación constitutiva: la resistencia característica del aislador, Q, la rigidez elástica inicial, k_1 , y la rigidez postfluencia, k_2 . Para calcularlos es necesario resolver el siguiente sistema de ecuaciones:

$$k_{ef} = k_2 + \frac{Q}{D} \tag{3-25}$$

$$\beta_{ef} = \frac{1}{4\pi} \frac{W_D}{W_S} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi k_{ef} D^2}$$
(3-26)

$$D_{y} = \frac{Q}{k_{1} - k_{2}} \tag{3-27}$$

donde *D* corresponde al desplazamiento máximo de la curva de histéresis y D_y al desplazamiento de fluencia de la curva bilineal. Normalmente el ajuste se realiza para el SDI, por lo tanto, se utiliza como desplazamiento máximo $D = D_D$. Además, en la norma NCh 2745 se indica que D_y se puede aproximar por un valor que varía entre $0.05H_r$ y $0.10H_r$. En consecuencia, se decidió utilizar el promedio, vale decir, $0.075H_r$. Por consiguiente, si se conocen las propiedades efectivas para el SDI ($k_{ef} = k_D \ y \ \beta_{ef} = \beta_D$), entonces se tienen tres ecuaciones y tres incógnitas ($Q, k_1 \ y \ k_2$), lo que posibilita la resolución del sistema. Así, el problema se reduce a determinar los valores de $k_D \ y \ \beta_D$ para el SDI. Notar que de la Ecuación (3-22) se deduce que $k_D = G_D A/H_r$, de manera que si se conoce G_D, k_D se puede evaluar directamente.

La variación de G_{ef} y β_{ef} con respecto al desplazamiento máximo (*D*) o su equivalente en deformaciones angulares ($\gamma = D/H_r$) es altamente dependiente del tipo de goma utilizado en el aislador. Dado que esta investigación no incluye experimentación, la elección del compuesto característico de los aisladores y la derivación de sus propiedades tuvo que basarse en resultados de otros estudios. Puesto que uno de los objetivos es representar la realidad chilena, se decidió utilizar el elastómero de baja rigidez y alto amortiguamiento descrito por de la Llera et al. (2004). El material está compuesto en más de un 90 % por goma natural. En adición, posee aceites minerales especiales y otros ingredientes de refuerzo que permiten obtener el amortiguamiento deseado. La dependencia del módulo de corte secante y el amortiguamiento de la goma en función de la deformación angular del aislador se ilustra en la Figura 3-11. Notar que se presentan las ecuaciones asociadas.



Figura 3-11: Módulo de corte y amortiguamiento de la goma en función de la deformación angular del aislador. Se añaden también los puntos de diseño para el SDI.

De la Figura 3-11 se desprende que el módulo de corte secante y el amortiguamiento efectivo disminuyen a medida que aumenta la deformación máxima, al menos en el rango

de diseño. Esto concuerda con lo observado por Naeim & Kelly (1999) en su libro. Ahí se destaca el comportamiento rígido de aisladores tipo HDR hasta deformaciones del orden de 25 %, una flexibilización importante hasta deformaciones del orden de 150 – 200 % y finalmente una rigidización debida a la cristalización del material. Del mismo modo, se indica cómo β_{ef} disminuye con γ , a pesar de que W_D no lo haga. Adicionalmente, en la Figura 3-11 se observan los puntos de diseño, es decir, las parejas ($\gamma_D = D_D/H_r, G_D$) y (γ_D, β_D) para los hospitales de $N_s = 2$, 5 y 8 pisos. A grandes rasgos, se puede inferir que las deformaciones angulares de diseño (γ_D) varían en torno al 110 % de la altura de goma.

Tabla 3-10: Desplazamientos, deformaciones angulares, propiedades bilineales y efectivas al SDI y al SMP de aisladores de hospitales aislados.

		Número de pisos					
		2	5	8			
DD	[cm]	18.19	17.35	16.43			
D_{TD}	[cm]	21.10	20.74	19.97			
D_{M}	[cm]	23.52	23.33	21.93			
D_{TM}	[cm]	27.27	25.82	24.35			
γD		1.10	1.24	0.91			
γм		1.43	1.67	1.22			
Q	[tonf]	3.36	5.71	8.29			
\mathbf{k}_1	[tonf/cm]	3.25	6.46	7.51			
k_2	[tonf/cm]	0.54	1.02	1.37			
k _D	[tonf/cm]	0.72	1.35	1.87			
β_D		0.15	0.15	0.16			
k_{M}	[tonf/cm]	0.68	1.26	1.75			
β_M		0.13	0.12	0.13			

Ya conocidos los parámetros bilineales, estos se utilizaron para obtener las propiedades efectivas al SMP ($k_{ef} = k_M$ y $\beta_{ef} = \beta_M$). Para ello, bastó con reemplazar en las

Ecuaciones (3-25) y (3-26) *D* por D_M . En la Tabla 3-10 se muestran los desplazamientos, las deformaciones angulares, las propiedades bilineales y las efectivas asociadas al SDI y al SMP. Igualmente, se añaden los desplazamientos totales (aquellos que incluyen la torsión accidental) para ambas condiciones. Cabe destacar que para considerar la simultaneidad de la solicitación sísmica de ambas direcciones principales se calcularon los máximos de las sumas vectoriales del sismo aplicado en un 100 % en una dirección más el 30 % del movimiento en la dirección ortogonal. Recordar que β_D y β_M determinan los factores B_D y B_M que reducen el espectro de diseño por amortiguamiento para periodos de modos aislados.

Así como es importante determinar la demanda de desplazamientos en los aisladores, también lo es conocer su carga axial. En la NCh 2745 se especifican las combinaciones de corto plazo que se deben considerar para diseñar el sistema de aislación. Estas son 1.2D + 1.0L + E y 0.8D - E, donde *E* corresponde a la solicitación axial debida al SMP. La regularidad en planta de los hospitales aislados permite que las columnas contribuyan en proporciones similares a resistir la demanda sísmica. Tal como se verificó en ETABS, esto posibilita que no se produzcan tracciones en los aisladores con la segunda combinación. Por tanto, la comprobación de estabilidad de los aisladores se focalizó en la primera combinación. La carga axial asociada se definió como P_{ST} . Además, a pesar de que no se exige en la norma, se definió también la carga axial de largo plazo, P_{LT} , como la suma del esfuerzo axial debido a cargas muertas más el producido por cargas vivas (D + L). La demanda derivada para los tres hospitales aislados se expone en la Tabla 3-11.

En la Tabla 3-12 se muestra la definición de las dimensiones de diseño de los aisladores de los tres hospitales aislados. Cabe destacar que el factor de forma *S* se define como la razón resultante de dividir el área cargada del aislador por el área libre de hinchamiento. En el caso de aisladores circulares, $S = \Phi/(4t_r)$. Además, se presentan las propiedades elásticas efectivas a nivel macro de los aisladores. Las ecuaciones utilizadas para el cálculo de los parámetros se exhiben a continuación de la tabla. Estas se basan en los procedimiento descritos por Kelly & Konstantinidis (2011) en su libro.

		Número de pisos					
		2	8				
$\mathbf{P}_{\mathbf{ST}}$	[tonf]	245.87	503.81	756.35			
\mathbf{P}_{LT}	[tonf]	214.75	436.70	656.02			

Tabla 3-11: Cargas axiales máximas de corto y largo plazo de aisladores de hospitales aislados.

Tabla 3-12: Parámetros resultantes del diseño de aisladores.

			Número de pisos		
			2	5	8
Diámetro	Φ	[cm]	55	70	90
Espesor lámina de goma	t _r	[cm]	0.5	0.5	1.2
Espesor lámina de acero	ts	[cm]	0.2	0.2	0.3
Altura de goma	H_{r}	[cm]	16.5	14.0	18.0
Altura total	Н	[cm]	27.9	25.4	29.2
Factor de forma	S		27.5	35.0	18.8
Área	А	$[cm^2]$	2,376	3,848	6,362
Área efectiva	A _{ef}	$[cm^2]$	940	2,083	4,197
Módulo volumétrico	Κ	[tonf/cm ²]	20.00	20.00	20.00
Módulo de elasticidad promedio [*]	Ec∞	[tonf/cm ²]	22.80	36.04	11.19
Módulo de elasticidad promedio**	Ec	[tonf/cm ²]	9.05	10.59	6.41
Momento de inercia	Ι	[cm ⁴]	449,180	1,178,588	3,220,623
Rigidez flexural	(EI) _{ef}	[tonf cm ²]	3,414,016	14,158,942	12,011,394

* Asume incompresibilidad

** Considera compresibilidad

$$A = \frac{\pi \Phi^2}{4} \tag{3-28}$$

$$A_{ef} = 2\left(\frac{\Phi}{2}\right)^2 \left(\theta - \sin\theta\cos\theta\right) \tag{3-29}$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{D_{TM}}{\Phi}\right) \tag{3-30}$$

$$E_c^{\infty} = 6GS^2 \tag{3-31}$$

$$E_c = \frac{E_c^{\infty}(0.75K)}{E_c^{\infty} + (0.75K)}$$
(3-32)

$$(EI)_{ef} = E_c^{\infty} \left(\frac{l}{3}\right) = E_c^{\infty} \left(\frac{\pi \left(\frac{\Phi}{2}\right)^4}{3 \cdot 4}\right)$$
(3-33)

En seguida se describen las principales verificaciones realizadas en el proceso de diseño de los aisladores. En parte, ellas están basadas en los procedimientos descritos por Naeim & Kelly (1999).

- i) <u>Tensiones de compresión de largo plazo</u>: Se exigió que las tensiones promedio de compresión producidas por la carga axial de largo plazo ($\sigma_{LT} = P_{LT}/A$) fueran inferiores a un valor admisible de $\sigma_{LT_{adm}} = 120 \frac{kgf}{cm^2}$.
- ii) <u>Deformación angular máxima</u>: Ella se calculó como la superposición de las deformaciones máximas debidas a corte ($\gamma_s = D_{TM}/H_r$), compresión ($\gamma_c = 6S(P_{ST}/(E_c^{\infty}A_{ef}))$ y flexión (γ_b), vale decir, $\gamma_0 = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b$. Como es común en edificios, se asumió $\gamma_b \approx 0$. Ya calculada, la deformación angular máxima total se restringió por $0.85\epsilon_b/FS_{ST}$, donde $\epsilon_b = 6.5$ y FS_{ST} es el factor de seguridad al corto plazo involucrado. Vale mencionar que se exigió que $FS_{ST} \ge 1.5$.
- iii) <u>Tensión en placas de acero</u>: Se calcularon la tracciones máximas en las placas de acero, tanto a corto plazo ($\sigma_{s_{ST}} = 1.5(P_{ST}/A_{ef})(t_r/t_s)$) como a largo plazo ($\sigma_{s_{LT}} = 1.5(P_{LT}/A)(t_r/t_s)$), y luego se verificó que fueran inferiores a

 $1.33\sigma_y/1.67$ y $\sigma_y/1.67$ respectivamente. Además, se impuso un valor mínimo para t_s de 2 mm.

- iv) <u>Frecuencia vertical</u>: La rigidez vertical se estimó como $k_v = AE_c/H_r$. Por consiguiente, el periodo de oscilación vertical se evaluó según $T_v = 2\pi/\sqrt{k_v/m}$, donde *m* es la masa promedio sobre cada aislador. Con ello, la frecuencia vertical se calculó como $f_v = 1/T_v$. Finalmente, se comparó con el mínimo permitido (10 *Hz*).
- v) <u>Pandeo del aislador</u>: Primero, se definieron las propiedades amplificadas por altura real como $A_S = A(H/H_r)$ y $(EI)_S = (EI)_{ef}(H/H_r)$. A continuación se calcularon las fuerzas $P_E = \pi^2 (EI)_S/H^2$, $P_S = GA_S$ y la carga crítica de pandeo $P_{cr} = 0.5(-P_S + \sqrt{P_S^2 + 4P_SP_E})$. Finalmente, se obtuvieron los factores de seguridad a corto y largo plazo como $FS_{ST} = (P_{cr}/P_{ST})(A_{ef}/A)$ y $FS_{LT} = (P_{cr}/P_{LT})$.
- vi) <u>Reducción de rigidez lateral por compresión</u>: La flexibilización lateral de los aisladores debida a su esfuerzo axial se evaluó a través de la razón de reducción del parámetro GA_S/H , dada por $(P_{ST}/P_{cr})^2$.
- vii) <u>Rollout stability</u>: Dado que el aislador está conectado a través de conexiones apernadas a la infraestructura y superestructura, no se espera que desarrolle este tipo de inestabilidad. Sin embargo, con el objeto de verificar que no se produzcan tensiones de tracción excesivas debidas a desplazamientos elevados, igualmente se comparó D_{TM} con $D_{máx} = (P_{ST}/(P_{ST} + k_M H))\Phi$.
- viii) <u>Fuerza de restitución lateral</u>: Tal como se exige en la NCh 2745, se comprobó que la fuerza de restitución al D_{TD} fuera al menos 0.025W mayor que la fuerza desarrollada para $0.5D_{TD}$, donde W es el peso promedio por aislador. Dicho de otra manera, se confirmó que $0.025 \le 0.5k_2D_{TD}/W$.

El detalle de las verificaciones propias de cada aislador para los hospitales aislados de dos, cinco y ocho pisos se expone en el Anexo A.

3.2.2. Diseño de columnas y vigas

En la norma NCh 2745 se establece que los elementos estructurales por sobre el sistema de aislación deben diseñarse con los mismos requisitos que aquellos de estructuras no aisladas. A su vez, se indica que se pueden adoptar los requerimientos señalados para pórticos intermedios, pero respetando adicionalmente el criterio de la Ecuación (3-34) especificada en el ACI 318S-08 para pórticos especiales.

$$\sum M_{nc} \ge 1.2 \sum M_{nb} \tag{3-34}$$

 $\sum M_{nc}$ y $\sum M_{nb}$ corresponden a las sumas de los momentos nominales a flexión de las columnas y vigas que concurren a un nudo en particular. Por lo tanto, ya comprobada la Ecuación (3-34), el diseño de vigas y columnas se llevó a cabo de manera análoga a lo realizado en las Secciones 3.1.2 y 3.1.3 para hospitales convencionales.

Al igual que en el caso no aislado se decidió reducir la sección transversal de las columnas a partir del quinto piso de la estructura aislada de ocho niveles debido al gradiente de carga axial máxima de las columnas a medida que aumenta el número de pisos.

Con respecto a las vigas, a diferencia de lo observado en la Figura 3-7 para hospitales convencionales, sí existe una variación importante de momentos máximos por piso en altura, lo cual se ilustra en la Figura 3-12. A su vez, existe menor diferencia entre las solicitaciones desarrolladas por vigas perimetrales e interiores, especialmente para momentos positivos. Se deduce que los resultados son coherentes con lo que indica la intuición. En el caso no aislado el sistema resistente lateral está dado por muros, lo que deja a los pórticos perimetrales una función primordialmente gravitacional. En consecuencia, son los muros los que presentan la mayor variación de esfuerzos flectores en altura. Asimismo, las vigas interiores conectan muros con marcos, lo que marca una importante diferencia en cuanto a su rol dentro de la estructura. En cambio, el sistema de transferencia de esfuerzos sísmicos por la superestructura de los hospitales aislados se constituye en base a pórticos, tanto perimetrales como interiores. Así, resulta lógico

observar un gradiente de esfuerzos máximos en vigas más relevante a medida que se sube de nivel.



Figura 3-12: Momento máximo de diseño por piso en vigas de hospital aislado de ocho pisos.

Luego de analizar la Figura 3-12 se decidió cambiar la sección transversal de las vigas al pasar del nivel cuatro al cinco en el hospital aislado de ocho pisos. Por su parte, con el afán de lograr un diseño más práctico, se mantuvieron las dimensiones de los elementos constantes en altura para las estructuras aisladas de dos y cinco pisos. Esto, a pesar de que se observaran variaciones similares a las explicadas a partir de la Figura 3-12.

3.3. Resultados generales y análisis del diseño

En la Tabla 3-13 se detallan las propiedades resultantes del diseño de columnas. h indica su ancho y alto, d_b el diámetro característico de la armadura longitudinal (igual para todas

las barras), A_{st}/A_g la cuantía resultante, $P_{u,máx}$ la carga última de diseño máxima, d_v el diámetro de la armadura transversal, *s* su espaciamiento y ρ_v la cuantía asociada (calculada como $A_v/(s \cdot h)$). Lógicamente, *s* se definió teniendo en cuenta las indicaciones de espaciamientos máximos en los extremos del elemento (zona de rótula plástica) que estipula el ACI 318S-08 en su Sección 21.3.5.

		Hospitales convencionales				H	Iospitale	s aislado	S
			Número	de pisos		Número de pisos			
		2	2 5 8 (a) 8 (b)				5	8 (a)	8 (b)
h	[cm]	50	60	70	60	55	70	85	70
d _b	[mm]	22	22	25	22	22	25	32	25
A_{st}/A_{g}		0.018	0.013	0.012	0.013	0.015	0.012	0.013	0.012
$P_{u,m\acute{a}x}/(f'_cA_g)$		0.15	0.27	0.33	0.22	0.25	0.39	0.36	0.26
d_v	[mm]	10	10	12	12	10	12	16	12
S	[cm]	16	12	12	16	12	10	10	10
ρ_v		0.004	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006	0.009	0.006

Tabla 3-13: Parámetros de diseño de columnas. (a) Columnas de pisos 1, 2, 3 y 4. (b) Columnas de pisos 5, 6, 7 y 8.

En todos los casos se consideró una disposición de estribos análoga a la presentada en la Figura 3-6, es decir, con cuatro barras resistiendo cortante en cada dirección principal. Asimismo, en los seis edificios se asumió una disposición simétrica de 12 barras longitudinales ubicadas a una distancia de 5 *cm* al borde (medida desde el centro de las barras).

Con respecto al diseño a flexocompresión, de la Tabla 3-13 se concluye que las solicitaciones axiales resultaron mayores en los hospitales aislados. Además, las cuantías de acero longitudinal no difieren de forma importante entre un caso y el otro. En relación

al diseño al corte, se observa que los valores de ρ_v son levemente superiores en las estructuras con aislación.

Los resultados del diseño a flexión de vigas se exhiben en la Tabla 3-14. b y h corresponden a su ancho y alto respectivamente, A_s^+ representa la capa de armadura inferior que resiste momentos positivos, A_s^- a su homóloga superior para momentos negativos y ρ^+ y ρ^- las cuantías resultantes definidas en las Ecuaciones (3-35) y (3-36) (en ellas A_s^+ y A_s^- simbolizan áreas totales). Cabe destacar que al igual que con las columnas, se supuso una distancia de 5 *cm* desde el centro de las barras al borde de la sección. Así, la distancia desde la fibra más comprimida hasta el centro de la armadura en tracción equivale a d = h - 5 *cm*. De los resultados se deduce que las cuantías obtenidas de los hospitales convencionales y aislados no presentan grandes diferencias.

En adición, en la Tabla 3-14 se muestran los valores de ϕM_n^+ , ϕM_n^- , $M_u^+/\phi M_n^+$ y $M_u^-/\phi M_n^-$. Las dos primeras expresiones equivalen a las resistencias de diseño a momento positivo y negativo respectivamente. Por su parte, las dos últimas a los factores de utilización asociados. Se observa que se lograron obtener utilizaciones por sobre el 80 % en vigas de hospitales convencionales y superiores al 70 % en aislados.

Es importante mencionar que el momento flector negativo de diseño (M_u^-) se produce en los extremos de las vigas, mientras que el positivo (M_u^+) en puntos intermedios. En consecuencia, la armadura detallada en la Tabla 3-14 no es la requerida en toda la longitud del elemento, sino que es más bien la necesaria en las zonas de momento máximo. Por lo tanto, A_s^+ podría ser modificable en los extremos de la viga (donde se detalla A_s^-). No obstante, para la modelación no lineal es necesario definir la armadura para momento positivo y negativo en la zona de rótula plástica (extremos de la viga). Para ello, se definió el largo de la rótula plástica según lo indicado en la Sección 21.3.4 del ACI 318S-08 y se calculó el momento positivo máximo de diseño desarrollado en esa zona. Del mismo modo, se calculó la resistencia mínima que se establece en la misma norma como $\phi M_n^-/3$. El máximo entre ambos valores es el que determina la armadura requerida a momento positivo en el extremo de la viga. Al comparar este valor con la armadura provista para momento positivo (A_s^+ en la Tabla 3-14) se observó que no existían grandes diferencias. Por consiguiente, por simplicidad se decidió considerar A_s^+ en toda la longitud de las vigas.

		Hospitales convencionales			Hospitales aislados				
		Número de pisos				Número de pisos			
		2	5	8	2	5	8 (a)	8 (b)	
b	[cm]	30	30	30	30	35	40	35	
h	[cm]	50	55	60	55	65	75	65	
A_s^+		3¢22	3¢22	3¢22	3¢22	4¢22	5φ25	3¢22	
A_s		4¢25	4¢28	4¢28	5¢25	6ф25	6¢32	6ф25	
$ ho^+$		0.008	0.008	0.007	0.008	0.007	0.009	0.005	
ρ		0.015	0.016	0.015	0.016	0.014	0.017	0.014	
$\varphi M_n{}^{\scriptscriptstyle +}$	[tonf m]	17.85	19.30	22.73	19.29	32.47	62.77	24.21	
φM_n^{-}	[tonf m]	30.25	41.81	46.73	41.74	61.01	117.69	61.05	
$M_u^+ / \phi M_n^+$		0.84	0.86	0.81	0.84	0.70	0.74	0.82	
$M_u^{-}/\phi M_n^{-}$		0.91	0.86	0.92	0.94	0.98	0.78	0.91	
S	[cm]	10	10	12	12	12	10	12	
$ ho_v$		0.008	0.008	0.006	0.006	0.005	0.006	0.005	
$V_u\!/\!\varphi V_n$		0.88	0.88	0.97	0.99	0.95	0.92	0.94	

Tabla 3-14: Resumen de diseño de vigas. (a) Vigas de la base y pisos 1, 2, 3 y 4. (b) Vigas de niveles 5, 6, 7 y 8.

$$\rho^+ = \frac{A_s^+}{bd} \tag{3-35}$$

$$\rho^+ = \frac{A_s^-}{bd} \tag{3-36}$$

Los resultados del diseño al corte de vigas se exponen también en la Tabla 3-14. La disposición de los estribos se definió en todos los casos como se ilustra en la Figura 3-8,

vale decir, con dos barras resistiendo corte por dirección principal. Además, el diámetro de los estribos se fijó en 12 mm, dejando variable su espaciamiento (s). La cuantía de armadura transversal en este caso corresponde a $A_v/(s \cdot b)$. Se infiere que ρ_v es sutilmente menor en los casos aislados. Por último, notar que se obtienen factores de utilización $(V_u/\phi V_n)$ mayores o iguales a 88 %.



Figura 3-13: (a) Resumen de cortes basales en dirección Z normalizados por peso propio de hospitales convencionales y aislados. (b) Relación de periodos en dirección Z entre hospitales aislados y sus correspondientes versiones convencionales.

En la Figura 3-13(a) se presenta un resumen de los cortes basales en dirección Z normalizados por peso propio de todos los edificios. Se puede concluir que la aislación sísmica permite reducir la solicitación lateral de diseño. Asimismo, queda claro que la reducción disminuye a medida que aumenta el número de pisos del edificio a aislar. Esto puede explicarse a través de la Figura 3-13(b), en la cual se grafica la relación de periodos

en Z $((T_z)_i/(T_z)_u)$ entre los hospitales aislados $((T_z)_i)$ y su versión respectiva convencional $((T_z)_u)$. Se observa cómo aumentan de manera abrupta en términos relativos los periodos de las estructuras sin aislación conforme crece la cantidad de niveles. Ello explica la disminución del corte basal de diseño establecido por la norma NCh 433 en el caso de base fija. Notar que las razones exhibidas en la Figura 3-13(b) difieren de las expuestas en la Tabla 3-9 $(T_z/(T_z)_f)$. No obstante, estos últimos cocientes varían en forma análoga.

A pesar de que los cortes basales de diseño son menores en los casos aislados, de la Tabla 3-13 y la Tabla 3-14 se concluye que las dimensiones resultantes de sus columnas y vigas son mayores a las de los elementos de los casos sin aislar. Esto se debe fundamentalmente a la ausencia de muros en las estructuras con aislación, lo que induce una demanda sísmica superior sobre los pórticos. Tal como se comentó en la Sección 3.1, los muros constituyen el sistema resistente lateral de los hospitales convencionales. Por consiguiente, en estas estructuras los marcos perimetrales cumplen una función primordialmente gravitacional.

Finalmente, en la Figura 3-14(a) se exponen los volúmenes de hormigón requeridos por los elementos estructurales de cada hospital. Se observa que se necesita más concreto en los edificios aislados. Si bien estos hospitales no presentan muros en su configuración, la necesidad de un nivel basal adicional y las mayores dimensiones de sus vigas y columnas determinan estos resultados. Adicionalmente, en la Figura 3-14(b) se presentan los cocientes (\forall_i/\forall_u) entre los volúmenes de hormigón de los hospitales aislados (\forall_i) y los volúmenes de hormigón de los convencionales (\forall_u). Se puede advertir una diferencia máxima de 41 % entre las estructuras de dos pisos y una mínima de 19 % entre las de ocho pisos. El descenso de \forall_i/\forall_u con el aumento del número de pisos se explica por el menor impacto relativo que tiene la adición de un nivel adicional.



Figura 3-14: (a) Volúmenes requeridos de hormigón por estructura. (b) Cocientes de volúmenes según cantidad de pisos.

3.4. Elevaciones resultantes del diseño

En este apartado se detallan las elevaciones resultantes del diseño. Todos los valores están en centímetros. Con el afán de no ser redundante, se ilustran únicamente las elevaciones del eje B. Vale recordar que las dimensiones de las vigas y columnas son constantes por piso.



Figura 3-15: Elevación de ejes B y E de hospital convencional de dos pisos.



Figura 3-16: Elevación de ejes orientados en Z de hospital aislado de dos pisos.



Figura 3-17: Elevación de ejes B y E de hospital convencional de cinco pisos.



Figura 3-18: Elevación de ejes orientados en Z de hospital aislado de cinco pisos.



Figura 3-19: Elevación de ejes B y E de hospital convencional de ocho pisos.



Figura 3-20: Elevación de ejes orientados en Z de hospital aislado de ocho pisos.

4. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

La modelación de las estructuras en estudio se llevó a cabo a través del *software* OpenSees (http://opensees.berkeley.edu), el cual es de tipo *open-source*. Este programa provee un sinnúmero de herramientas para la modelación y análisis no lineal de estructuras. Además, se ha desarrollado como la plataforma computacional del PEER para la investigación orientada a la ingeniería sísmica basada en el desempeño.

En este capítulo se detallan el proceso de modelación matemática y los supuestos involucrados. Se comienza con las características generales y luego se profundiza en las relaciones constitutivas del hormigón y el acero; el modelo al corte de muros; la modelación de aisladores; y, finalmente, la consideración del amortiguamiento.

4.1. Características generales

La modelación de los hospitales se realizó en 3D. Las losas no se modelaron directamente, más bien se definieron diafragmas rígidos por piso de manera de reducir el número de grados de libertad y con eso mejorar la eficiencia computacional. A su vez, se consideraron restricciones de vínculo de tipo empotramiento en todos los nodos basales de los edificios (grados de libertad nulos). No se consideró interacción suelo-estructura.

Con respecto al peso propio, se mantuvo el criterio sísmico adoptado en el diseño, es decir, se consideró la totalidad de la carga muerta más la mitad de la viva. Por lo tanto, los pesos sísmicos obtenidos en OpenSees concuerdan con los expuestos en la Tabla 3-2 y la Tabla 3-9. Tanto el peso de las losas como las cargas distribuidas sobre ellas se asignaron a las vigas por medio del criterio de áreas tributarias. La masa se derivó en coherencia con el peso sísmico a través de modelos de masas concentradas en las uniones de los elementos.

Las vigas y columnas se modelaron con secciones con fibras, de forma de incorporar agrietamiento progresivo y plasticidad distribuida. En específico, se utilizó el elemento *nonlinearBeamColumn*, el cual está basado en la formulación de fuerzas (*force-based*

beam-column element), también llamada método de flexibilidad. La ventaja de esta formulación radica en que en vez de aproximar interpolando las deformaciones seccionales a lo largo del elemento, se establecen de forma exacta los esfuerzos internos debidos a las cargas externas y los compatibiliza con los esfuerzos resultantes de las tensiones de las fibras de cada sección intermedia. La compatibilidad de deformaciones se impone a nivel integral a través del principio de las fuerzas virtuales. Todo esto permite que el nivel de precisión de la respuesta numérica se pueda mejorar incrementando el número de puntos de integración intermedios sin aumentar la cantidad de elementos. Ello facilita en gran medida la modelación, dado que posibilita representar cada viga y cada columna con sólo un elemento.

Para la integración numérica asociada se utilizó el método de Gauss-Lobatto, el cual incluye los extremos del elemento como puntos de integración (Scott, 2011), que es justamente donde se espera el mayor desarrollo de comportamiento inelástico dentro del elemento. Con el afán de lograr un balance entre precisión, estabilidad numérica y tiempo computacional de procesamiento, se decidió utilizar cinco puntos de integración por elemento.

El comportamiento al corte en vigas y columnas no fue considerado. En cambio, la torsión se modeló de forma elástica lineal y se incorporó al modelo a flexocompresión a través del comando *Aggregator*.

Existen varias formas de modelar el comportamiento de los muros. Uno de los principales parámetros utilizados para discernir qué modelo utilizar corresponde a la razón de aspecto h_w/l_w explicada en la Sección 3.1.1 y expuesta en la Tabla 3-7. Si se toma en consideración, por ejemplo, la clasificación del documento ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014), entonces se puede esperar que el comportamiento de los muros de dos pisos esté dominado por corte ($h_w/l_w < 1.5$), el de los de ocho pisos esté controlado por flexión ($h_w/l_w > 3.0$) y el de los de cinco pisos tanto por corte como por flexión ($1.5 < h_w/l_w < 3.0$). En general, muros con cocientes h_w/l_w pequeños se denominan muros cortos, mientras que aquellos con relaciones h_w/l_w elevadas se llaman muros esbeltos.
En el ASCE/SEI 41-13 se indica que los muros esbeltos pueden ser modelados con un elemento viga-columna equivalente, mientras que los muros cortos pueden ser representados tanto por una analogía viga-columna como por un modelo de múltiples nodos y resortes. Posteriormente en el documento se propone una correspondencia para muros esbeltos entre el giro de la zona de rótula plástica y el momento asociado. A su vez, se plantea una relación constitutiva multilineal para muros cortos que establece el vínculo entre la fuerza de corte desarrollada y el *drift* de entrepiso asociado. Este último incluye deformaciones por flexión, corte y deslizamiento de la armadura longitudinal.

Por otro lado, un modelo muy utilizado en trabajos de investigación es el *multiple-verticalline-element-model* (MVLEM), estudiado por Orakcal, Wallace, & Conte (2004) a partir de lo investigado por Vulcano, Bertero, & Colotti (1988), originalmente propuesto para modelar muros esbeltos a flexocompresión y corte. Una de las características del modelo es el desacoplamiento entre ambos comportamientos. Sin embargo, los resultados experimentales de Massone & Wallace (2004) exhiben importante interacción entre ellos para muros con moderadas razones de aspecto h_w/l_w . En consecuencia, diversas modificaciones se han realizado para incorporar este acoplamiento; por ejemplo las desarrolladas por Massone, Orakcal, & Wallace (2006) y Kolozvari, Orakcal, & Wallace (2015). No obstante, ninguna de ellas se ha implementado para el caso 3D en OpenSees.

En vista de lo anterior, la modelación de muros se basó en lo expuesto en el documento *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors* (NIST, 2010), pero con algunas modificaciones. Se utilizaron secciones con fibras en elementos viga-columna basados en la formulación de las fuerzas (igual que en vigas y columnas) conectados a vigas adyacentes dentro de su plano a través de elementos rígidos que ocupan todo el largo del vano (750 *cm*). Se usaron cuatro puntos de integración y se incorporaron las deformaciones por corte (los detalles se explicitan en la Sección 4.4). Además, se adoptó una relación constitutiva lineal elástica a torsión.

La transformación de coordenadas de muros y columnas desde el sistema local al global se definió con la sentencia *geomTransf PDelta*, la cual considera efectos de segundo orden

tipo $P - \Delta$. Por su parte, en vigas no se contempló este aspecto (se usó *geomTransf Linear*). Las uniones entre los distintos componentes estructurales se modelaron como rígidas. Para ello se consideraron segmentos rígidos (*joint offsets*) en los extremos de los elementos concurrentes por medio de los comandos anteriormente mencionados. Los pesos asociados a las zonas de superposición nodal se asignaron de manera puntual en forma adicional a las cargas uniformemente repartidas en los vanos libres de vigas, columnas y muros (comandos *load* y *eleLoad* respectivamente).

A modo de referencia, en el Anexo C se presentan los periodos de los primeros seis modos de cada estructura que resultan de la modelación en OpenSees. En su cálculo se consideró la rigidez tangente inicial de los elementos de hormigón armado y dos clases de rigideces en el caso de los aisladores: la secante al SDI, k_D , y la de postfluencia, k_2 .

4.2. Relación constitutiva del hormigón

Para la modelación de la relación tensión-deformación del hormigón de vigas y columnas se hizo distinción entre el comportamiento de la fracción confinada y el de la no confinada. Asimismo, en los muros de los hospitales convencionales de cinco y ocho pisos se asumió presencia de hormigón confinado en la zona delimitada por la armadura de borde. En cambio, en los muros del hospital no aislado de dos niveles se consideró comportamiento homogéneo de hormigón no confinado debido a la ausencia de armadura transversal de borde (ver Sección 3.1.1).

Al igual como se hace en el documento elaborado por NIST (2010), tanto para hormigón confinado como para el normal, se optó por utilizar la versión cíclica del modelo de Kent & Park modificado (Scott, Park, & Priestley, 1982) desarrollada por Yassin (1994). Ella se encuentra implementada en OpenSees por medio del material *Concrete02*.

El modelo requiere la definición de siete parámetros cuya interpretación se exhibe en la Figura 4-1. f_{pc} corresponde a la tensión máxima de compresión y ϵ_{psc0} a la deformación asociada; f_{pcU} y ϵ_{psU} son la resistencia residual y la deformación unitaria que determinan

la pendiente del brazo descendente de la curva de compresión; λ es la razón entre la pendiente de descarga y la pendiente inicial E_0 ; f_t es la resistencia a tracción; E_{ts} corresponde a la pendiente de la rama descendente de ablandamiento en tracción (*linear tension softening stiffness*).



Figura 4-1: Definición de parámetros de relación tensión-deformación del hormigón. Figura adaptada de http://opensees.berkeley.edu.

Los parámetros asociados al comportamiento a compresión del hormigón se estimaron a partir de las propiedades de los materiales y la disposición de la armadura transversal de cada elemento (detallada en el Capítulo 3) según la metodología propuesta por Razvi & Saatcioglu (1999).

En cuanto al hormigón no confinado, la resistencia esperada (f_{pc}) se asumió igual a $300 \frac{kgf}{cm^2}$ para H30 y $360 \frac{kgf}{cm^2}$ para H35. Por su parte, f_{pcU} se supuso equivalente a $0.2f_{pc}$, con lo cual resultan tensiones de $60 \frac{kgf}{cm^2}$ y $72 \frac{kg}{cm^2}$ para cada calidad respectiva. En tanto, al aplicar el procedimiento de Razvi & Saatcioglu (1999) se derivan parámetros de

deformación constantes para todos los casos ($\epsilon_{psc0} = 0.002$ y $\epsilon_{psU} = 0.012$). En cuanto al hormigón confinado, el detalle de los parámetros resultantes se expone en la Tabla 4-1, la Tabla 4-2 y la Tabla 4-3.

En concordancia con lo realizado por NIST (2010), se definió $\lambda = 0.1$. En cuanto a la parte del modelo a tracción, f_t se estimó como $0.62\sqrt{f'_{co}}$ (Ecuación (9-10) del ACI 318S-08, con f'_{co} en *MPa*), donde f'_{co} equivale a f_{pc} del caso no confinado. En tanto, se fijó E_{ts} en $23 \frac{tonf}{cm^2}$ para H30 y $25 \frac{tonf}{cm^2}$ para H35.

En la Figura 4-6 se ilustran las relaciones constitutivas del hormigón confinado y normal de las columnas del hospital convencional de cinco pisos.



Figura 4-2: Relaciones tensión-deformación de hormigón con y sin confinamiento de columnas de hospital convencional de cinco pisos.

En la Tabla 4-1 se exponen los parámetros resultantes del comportamiento a compresión del hormigón confinado de columnas. En general, se puede observar cómo el concreto de

elementos que tienen mayor cuantía de armadura transversal en las zonas de rótula plástica puede desarrollar deformaciones unitarias y resistencias superiores. Al mismo tiempo, se nota cómo el hormigón confinado de columnas del hospital aislado de ocho pisos es el que presenta el mejor comportamiento en términos de capacidad de deformación y resistencia. Además de poseer más armadura transversal, estos elementos tienen mejor calidad de hormigón (H35). A pesar de que en vigas también juega un papel importante la razón de aspecto de la sección (b/d), conclusiones similares se pueden deducir de la Tabla 4-2.

 Tabla 4-1: Parámetros de la relación tensión-deformación a compresión de hormigón confinado de columnas.

		Hospitales convencionales Número de pisos			Hospitales aislados Número de pisos				
		2	5	8 (a)	8 (b)	2	5	8 (a)	8 (b)
\mathbf{f}_{pc}	[kgf/cm ²]	363	382	403	378	386	429	550	489
$f_{pcU} \\$	[kgf/cm ²]	73	76	81	76	77	86	110	98
Epsc0		0.004	0.005	0.005	0.005	0.005	0.006	0.007	0.006
ϵ_{psU}		0.030	0.034	0.044	0.036	0.038	0.059	0.097	0.054

Tabla 4-2: Parámetros de la relación tensión-deformación a compresión de hormigón confinado de vigas.

		Hospitales convencionales		Hospitales aislados				
		Número de pisos			Número de pisos			
		2	5	8	2	5	8 (a)	8 (b)
\mathbf{f}_{pc}	[kgf/cm ²]	361	358	345	347	343	410	403
$f_{pcU} \\$	[kgf/cm ²]	72	72	69	69	69	82	81
Epsc0		0.004	0.004	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003
ϵ_{psU}		0.045	0.041	0.031	0.033	0.028	0.028	0.027

		Número de pisos		
_		5	8	
\mathbf{f}_{pc}	[kgf/cm ²]	373	371	
\mathbf{f}_{pcU}	[kgf/cm ²]	75	74	
Epsc0		0.004	0.004	
EpsU		0.026	0.025	

Tabla 4-3: Parámetros de la relación tensión-deformación a compresión de hormigón confinado de muros de hospitales convencionales de cinco y ocho pisos.

4.3. Relación constitutiva del acero

Se seleccionó el material *Steel02* para representar el comportamiento del acero de refuerzo longitudinal de todas las estructuras en estudio. La relación constitutiva se basa en la formulación de Menegotto & Pinto (1973), la cual permite análisis cíclicos. El material requiere de un mínimo de seis parámetros, f_y , E_0 , b, R_0 , c_{R1} y c_{R2} ; y consta de cinco adicionales optativos que permiten representar endurecimiento isotrópico. f_y corresponde a la tensión de fluencia esperada, cuyo valor se asumió igual a $4.6 \frac{tonf}{cm^2}$; $E_0 = 2100 \frac{tonf}{cm^2}$ es el módulo de Young tangente inicial; b = 0.01 se calcula como la razón entre la rigidez postfluencia y la inicial; $R_0 = 18$ controla la transición entre la fase elástica y la de endurecimiento (se recomiendan valores entre 10 y 20); finalmente, $c_{R1} = 0.925$ y $c_{R2} = 0.150$ (recomendados por OpenSees) determinan la variación de R_0 durante los ciclos de carga y descarga. En la Figura 4-3 se ilustra la curva de *pushover* monótona resultante del acero de refuerzo.

Una de las desventajas del modelo es que éste es incapaz representar el pandeo local de las barras de refuerzo en compresión. Para evitar este fenómeno, el ACI 318S-08 limita la razón de espaciamiento de estribos sobre el menor diámetro de las barras longitudinales susceptibles a pandeo (s/d_b) por 8 en el caso de marcos intermedios (es decir, este caso) y por 6 en marcos especiales. Si bien durante el diseño detallado en el Capítulo 3 se respetó la restricción $s/d_b \le 8$, esto no asegura que no vaya a haber pandeo de barras para las solicitaciones máximas que podrían producirse en el análisis dinámico incremental (ver Capítulo 5). No obstante, vale mencionar que en vigas y columnas sólo en dos casos se supera $s/d_b = 6$ (columnas del hospital convencional de dos pisos y las superiores del de ocho). En el resto de las vigas y columnas s/d_b resulta inferior o igual a 5.5. En tanto, la armadura transversal de los muros de los hospitales convencionales de cinco y ocho niveles cumple con $s/d_b = 5.7$.



Figura 4-3: Curva monótona de deformación del acero de refuerzo.

4.4. Modelo al corte de muros

Tal como se indicó en la Sección 4.1, la modelación del comportamiento al corte de los muros se basó en la metodología propuesta por NIST (2010). Se definió una curva multilineal que relaciona el esfuerzo de corte en cada sección con su deformación angular. Posteriormente se integró este comportamiento al de flexocompresión y torsión a través

del ya mencionado comando *Aggregator*. La ventaja esencial de este comando es que permite acoplar los esfuerzos de corte y flexurales a nivel de equilibrio de elemento.

Dadas las diferencias en sus razones de aspecto y cargas axiales, la naturaleza del comportamiento esperado de los muros en los tres casos es distinta. En consecuencia, se definieron diferentes criterios para abordar el caso de muros cortos y el de esbeltos. A pesar de que se encuentran en un caso intermedio, los muros del hospital convencional de cinco pisos se consideraron como esbeltos por simplicidad.

4.4.1. Muros de hospital convencional de dos pisos

La relación constitutiva adoptada se exhibe en la Figura 4-4. En el eje de las abscisas se muestra la deformación angular de la sección en estudio y en las ordenadas la tensión de corte promedio asociada, calculada como el esfuerzo de corte dividido por el área bruta $(v = V/A_g)$. El modelo consta de tres puntos que caracterizan el comportamiento: agrietamiento (γ_{cr}, v_{cr}) , fluencia (γ_y, v_y) y degradación de resistencia en corte (γ_u, v_u) . Las Ecuaciones (4-1) a (4-4) permiten obtener los parámetros asociados.

El comportamiento es elástico hasta alcanzar la tensión de agrietamiento, la cual se determina según la Ecuación (4-1). En ella, v_{cr} se define como el mínimo entre la contribución del hormigón a la resistencia y la mitad de la resistencia total, $v_n = V_n/A_g$, que incluye el aporte del acero. Esta última se obtiene de reemplazar en la Ecuación (3-12) de diseño el valor nominal $f'_c = 250 \frac{kgf}{cm^2}$ por el valor esperado $f'_{co} = 300 \frac{kgf}{cm^2}$.

En la Ecuación (4-2) se indica cómo calcular la deformación angular de agrietamiento γ_{cr} en función de v_{cr} y los parámetros de comportamiento elástico α y E_c . El primero es un factor asociado a la forma rectangular de la sección transversal de los muros y equivale a 5/6. El segundo corresponde al módulo de elasticidad esperado del hormigón, calculado en base a su resistencia esperada. Se consideró $E_c = 261.54 \frac{tonf}{cm^2}$.



Figura 4-4: Modelo de comportamiento al corte de muros de hospital convencional de dos pisos.

$$v_{cr} = \min(0.25\sqrt{f_{co}'}, 0.5v_n) \tag{4-1}$$

$$\gamma_{cr} = \frac{\nu_{cr}}{\alpha \ G} = \frac{\nu_{cr}}{\alpha \ 0.4E_c} \tag{4-2}$$

$$v_y = 1.5v_n \tag{4-3}$$

$$v_u = 1.03(1.5v_n) \tag{4-4}$$

Con el agrietamiento la rigidez se reduce abruptamente y luego se mantiene constante hasta llegar a la fluencia en corte. La tensión asociada se calcula a través de la Ecuación (4-3). En tanto, la deformación angular de fluencia se consideró igual a 0.0015.

Después de la fluencia se asumió endurecimiento lineal. La resistencia última, v_u (Ecuación (4-4)), y la deformación angular última, $\gamma_u = 0.015$, caracterizan la degradación de resistencia. Este último fenómeno no se modeló explícitamente, sin embargo, la pareja (γ_u , v_u) se utilizó para definir la rigidez postfluencia.

4.4.2. Muros de hospitales convencionales de cinco y ocho pisos

La relación constitutiva al corte considerada para los muros de los edificios sin aislación de cinco y ocho pisos se presenta en la Figura 4-5. El objetivo de este modelo es representar de forma indirecta el acoplamiento que hay entre el comportamiento a corte y a flexocompresión. El agrietamiento se definió como la mitad del esfuerzo cortante necesario para lograr fluencia en flexocompresión en la base del muro. Esto se expresa con mayor claridad en la Ecuación (4-5). M_{pr} corresponde al momento máximo que puede desarrollar el muro y se estimó a partir de su relación momento-curvatura. h_{ef} es la altura donde se ubica la resultante de la distribución sísmica de cargas laterales que indica la norma NCh 433. Los valores de M_{pr} y h_{ef} para cada caso se exponen en la Tabla 4-4. Por su parte, la deformación de agrietamiento asociada se calculó asumiendo comportamiento elástico (Ecuación (4-2)).



Figura 4-5: Modelos de comportamiento al corte de muros de hospitales convencionales de $N_s = 5$ y 8 pisos.

$$v_{cr} = 0.5 \left(\frac{M_{pr}}{h_{ef}}\right) \left(\frac{1}{A_g}\right) \tag{4-5}$$

Tabla 4-4: Momentos máximos probables en la base de los muros y posición relativa de la demanda sísmica resultante según NCh 433.

		Número de pisos		
		5	8	
\mathbf{M}_{pr}	[tonf m]	5,420	6,567	
h_{ef}/h_w		0.74	0.71	

La rigidez postagrietamiento se consideró en conformidad con el proceso de calibración realizado por NIST (2010), vale decir, como un 2.5 % de la rigidez inicial elástica. En la Figura 4-5 se exhibe adicionalmente el punto asociado a una deformación angular de 0.0015 para la cual se espera la consecución de M_{pr} en la base de los muros.

Las relaciones momento-curvatura de los muros de los tres hospitales convencionales se ilustran en el Anexo B.

4.5. Modelación de aisladores

Los aisladores se modelaron como elementos de largo nulo con comportamientos desacoplados a corte, flexión y compresión. Por simplicidad, los dos últimos se asumieron lineales elásticos y se despreció su rigidez torsional.

En consecuencia, la no linealidad en la modelación se focalizó en la relación constitutiva al corte. Los HDR se caracterizan por tener un comportamiento altamente complejo, el cual se describe en profundidad en la investigación de Grant (2004). Los aisladores presentan no linealidad de rigidez y amortiguamiento (Figura 3-11); exhiben acoplamiento entre direcciones ortogonales de respuesta; sufren de degradación de rigidez y

amortiguamiento, tanto por la consecución del desplazamiento máximo en el primer ciclo (degradación de largo plazo o *scragging*), como por el trabajo realizado por el aislador durante el proceso completo de carga (degradación de corto plazo o *Mullins' effect*); muestran cierto grado de dependencia con respecto a la tasa de deformación; y manifiestan dependencia de la carga axial y la temperatura.

Descripciones detalladas y comparaciones entre los modelos disponibles para la representación de algunas de estas cualidades se ahondan en los trabajos realizados por Grant (2004) y Perotti et al. (2013). En particular, destacan dos modelos bidireccionales: el propuesto por el ya mencionado Grant (2004) y el de Abe, Yoshida, & Fujino (2004). Sólo el primero se encuentra implementado en OpenSees (a través del comando *HDR*). No obstante, su utilización de manera satisfactoria depende en su totalidad de la calibración de sus diez parámetros a través de un detallado programa experimental. En consecuencia, dado el alcance de esta investigación se descartó esa opción.

Por tanto, finalmente se seleccionó la versión modificada del modelo Bouc-Wen (Bouc, 1967; Wen, 1976) disponible en OpenSees (*elastomericBearingBoucWen*), la cual considera plasticidad bidireccional acoplada para el comportamiento al corte y permite representar endurecimiento no lineal. Dada la falta de resultados experimentales que avalen la elección de parámetros representativos para el amplio rango de deformaciones que exige el análisis dinámico incremental (ver Capítulo 5), finalmente se decidió no considerar endurecimiento. En la Figura 4-6 se expone la versión definitiva del modelo a corte de uno de los aisladores del hospital aislado de cinco pisos sometido a un desplazamiento D_D . Además, se incluye el modelo monótono bilineal y se destaca la recta secante efectiva (ambas curvas utilizadas durante el diseño y la modelación). En las abscisas se indica la deformación angular, mientras que en las ordenadas se muestra la fuerza lateral normalizada por el peso promedio de los aisladores.



Figura 4-6: Relación constitutiva de aisladores de hospital aislado de cinco pisos sometida a la deformación de diseño ($\gamma_D = 1.24$). Se añade la curva monótona bilineal y la recta secante de rigidez efectiva al desplazamiento máximo.

Si bien existen propuestas detalladas de modelos para la representación específica del comportamiento de aisladores tipo HDR en corte, hay antecedentes actuales del uso de modelación bilineal dentro del contexto del cálculo de curvas de fragilidad. Por ejemplo Bakhshi & Mostafavi (2014) y Han et al. (2014) utilizaron este tipo de caracterización para calcular curvas de fragilidad de pórticos aislados de hormigón armado. A su vez, Zhang & Huo (2009) la aprovecharon para determinar la efectividad y el diseño óptimo de sistemas de aislación en puentes de carreteras a través de la comparación de distintas curvas de fragilidad.

Por último, es importante mencionar que el elemento utilizado en OpenSees permite considerar el efecto $P - \Delta$. En sintonía con lo que indica la norma NCh 2745, el momento

adicional producido por este fenómeno se distribuyó equitativamente entre los nodos extremos de cada aislador.

4.6. Amortiguamiento

Para representar los mecanismos de disipación de energía no modelados explícitamente se utilizó una matriz de amortiguamiento constante tipo Rayleigh (Chopra, 1995) proporcional a las matrices de masa y de rigidez tangente inicial.

En base a lo realizado por NIST (2010), en los hospitales convencionales se fijó en 2.5 % el amortiguamiento de los primeros dos modos traslacionales en dirección Z, vale decir, el segundo y quinto modo. Ello se puede observar en la Figura 4-7(a) para la estructura no aislada de cinco pisos. Se muestran los primeros seis modos. El primero y el cuarto corresponden a modos torsionales y el tercero y sexto se asocian a desplazamientos en X.



Figura 4-7: Periodos modales y amortiguamientos de Rayleigh asociados de los hospitales de cinco pisos. (a) Sin aislación. (b) Con aislación.

En cuanto a los hospitales aislados el criterio adoptado se basó en los resultados expuestos por Pant & Wijeyewickrema (2012). Se utilizaron los periodos asociados a la matriz de rigidez tangente inicial de la estructura aislada considerando un modelo lineal elástico de los aisladores caracterizado por su rigidez postfluencia (k_2 en la Tabla 3-10). Los resultados se muestran en la Figura 4-7(b) para el hospital aislado de cinco pisos. En este caso se fijó en 1 % el amortiguamiento del primer y cuarto modo, correspondientes ambos a traslación en el eje Z. El segundo y quinto modo corresponden a traslación en X, mientras que el tercero y el sexto a modos torsionales. Para mayor detalle de los periodos modales, ver Anexo C.

5. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

El análisis dinámico incremental (IDA, por su sigla en inglés) es un estudio dinámico no lineal en el cual la solicitación sísmica aplicada a un modelo estructural específico se va amplificado progresivamente. Para profundizar en la metodología subyacente, es conveniente explicitar algunas definiciones basadas en el trabajo de Vamvatsikos & Cornell (2002). Las siglas que se presentan a continuación se basan en la nomenclatura en inglés de los términos definidos.

- Un registro sísmico escalado se obtiene de multiplicar uniformemente su historia original de aceleraciones (ya corregida, filtrada y rotada) por un escalar no negativo denominado factor de escala (SF).
- La medida de intensidad sísmica (IM) de un registro escalado es un parámetro intrínseco de su historia de aceleraciones que crece monótonamente con SF y que sirve para cuantificar el vigor de la solicitación sísmica aplicada sobre la estructura en estudio.
- iii) Una medida de daño (DM) es un escalar no negativo que caracteriza la respuesta de la estructura debida a la demanda sísmica. En consecuencia, su valor se deduce indirecta o directamente del *output* del análisis dinámico. DM es un indicador de daño, por lo tanto, cuando supera cierto valor frontera se asume que la estructura ha alcanzado un estado límite asociado.

Así, el IDA es una metodología que consta de una serie de análisis dinámicos de un modelo estructural sometido a registros sísmicos de aceleraciones escalados de manera de obtener una gama de valores de IM que permitan llevar a la estructura desde el rango lineal al no lineal. El objetivo es extraer de las respuestas de la estructura los valores de DM. Con ellos, es posible establecer (y graficar) la relación de DM con IM para cada registro y nivel de intensidad.

El desarrollo de un IDA tiene múltiples propósitos (Vamvatsikos & Cornell, 2002). A través de él se puede cuantificar la demanda sobre la estructura y su variación para

distintos niveles de intensidad sísmica. En efecto, es posible interpretar los cambios progresivos en el comportamiento estructural en términos de rigidez, resistencia, etc. Asimismo, este análisis permite caracterizar la respuesta de la estructura frente a sismos severos poco frecuentes y evaluar la capacidad de la estructura frente a ellos. Además, el IDA posibilita estimar la variabilidad del comportamiento estructural cuando se contemplan múltiples registros con distintos contenidos de frecuencia.

La elección del parámetro IM juega un rol crucial al momento de realizar un IDA. Un IM eficiente es aquel que permite obtener la menor dispersión posible en los valores de DM resultantes para los distintos registros sísmicos escalados (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Por tanto, una buena selección de IM posibilita representar la distribución de DM con menor cantidad de movimientos de suelo. En la literatura se pueden encontrar variadas opciones. Sin duda, la más común corresponde a la ordenada espectral de pseudoaceleración del primer modo para un amortiguamiento del 5 %. La gran ventaja de esta alternativa es que correlaciona de buena forma con la respuesta de estructuras cuyo comportamiento dinámico está dominado por la forma modal fundamental.

Sin embargo, el objetivo de esta investigación es comparar el desempeño entre dos clases de estructuras cuyo comportamiento es intrínsecamente distinto: hospitales no aislados con muros de corte y hospitales de pórticos con sistemas de aislación basal. En consecuencia, se debe seleccionar un parámetro IM común para poder realizar esta comparación bajo las mismas bases. Así, IM no puede depender de las características de una de las estructuras en particular. Por consiguiente, finalmente se seleccionó la aceleración máxima del terreno (PGA) como IM.

Existen múltiples antecedentes de la elección del PGA de los registros como IM. Por ejemplo, Huo & Hwang (1996) calcularon con este parámetro curvas de fragilidad de un edificio de baja altura con muros de corte de hormigón armado. Zhang & Huo (2009), basados en las recomendaciones de Padgett, Nielson, & DesRoches (2007), utilizaron el PGA para evaluar la fragilidad de puentes aislados. Por su parte, Perotti et al. (2013) calcularon curvas de fragilidad de la planta aislada de energía nuclear IRIS.

El siguiente nivel de decisión corresponde a la selección de uno o varios parámetros DM. Por una parte, es necesario elegir un indicador de daño que permita cuantificar la demanda sobre los elementos estructurales. Al igual que como ocurre con IM, existen diversas opciones. A nivel de superestructura, se escogió el *drift* máximo de entrepiso (δ_{max}), puesto que se relaciona de buena manera con las rotaciones nodales y con los colapsos locales y globales de piso (Vamvatsikos & Cornell, 2002). En definitiva, se asocia directamente a la demanda de deformaciones de muros, columnas y vigas. Cabe destacar que en la literatura hay numerosos antecedentes del uso de este parámetro (Huo & Hwang, 1996; FEMA, 2003; Ramamoorthy, Gardoni, & Bracci, 2006; Tothong & Luco, 2007; Tang & Zhang, 2011; Han et al., 2014; entre otros).

A nivel de sistema de aislación, parece haber consenso en la literatura de que el parámetro que mejor describe el grado de demanda en los aisladores es la deformación angular máxima en corte (γ_{max}) (Zhang & Huo, 2009; Perotti et al., 2013; Bakhshi & Mostafavi, 2014; Han et al., 2014). Tal como se puede deducir de la Sección 3.2.1, la deformación angular controla el comportamiento no lineal del aislador; determina el amortiguamiento y la rigidez efectiva para cada nivel de demanda; gobierna la degradación de estas propiedades; es crucial su comparación con la elongación máxima al evaluar el estado de la goma; entre otros aspectos.

Por otra parte, se requiere definir un DM para los elementos no estructurales de los hospitales. Según la clasificación de HAZUS-MH MR4 (FEMA, 2003), los componentes no estructurales se pueden catalogar como sensibles a *drifts* (DS) o como sensibles a aceleraciones (AS). En este sentido, la sensibilidad se refiere a la susceptibilidad predominante del elemento frente a la variable en cuestión. Ejemplos típicos de componentes DS son arquitectónicos, tales como tabiques, paneles exteriores de muros, enchapados y terminaciones, entre otros. Por su parte, la mayoría de los contenidos y de los componentes mecánicos y eléctricos son AS. Como es lógico esperar, se seleccionaron el *drift* máximo y la aceleración absoluta máxima de piso (PFA) como DMs para

elementos no estructurales DS y AS respectivamente. Los contenidos se consideraron como componentes no estructurales AS.

5.1. Metodología

El procedimiento adoptado en esta investigación está orientado a la posterior obtención de curvas de fragilidad de las estructuras en estudio (Capítulo 6). La metodología seleccionada corresponde a un *multiple stripes analysis* (MSA) según la nomenclatura de Baker (2015), el cual considera para todos los registros sísmicos escalados un conjunto discreto y constante de niveles de IM (*stripes*). Conforme a lo indicado por Baker (2015), además de ser una estrategia efectiva, el MSA es eficiente dado que no requiere alcanzar los estados límite con todos los registros para ajustar las curvas de fragilidad asociadas, sino que permite acotar el estudio a niveles de IM factibles y relevantes al momento de determinar la fragilidad subyacente.

Se seleccionaron nueve registros de aceleraciones (ver Sección 5.2), cada uno con sus dos componentes horizontales. Todos ellos se escalaron a 12 niveles de PGA distanciados a intervalos constantes de 0.1g entre 0.1g y 1.2g, donde g corresponde a la aceleración de gravedad. En consecuencia, cada estructura se sometió a un total de 108 análisis tiempohistoria no lineales con componentes de aceleraciones en sus dos direcciones principales horizontales (X y Z).

Desde el punto de vista práctico, el factor de escala del registro $i \in \{1, ..., 9\}$ a un nivel de intensidad sísmica $j \in \{1, ..., 12\}$ se definió según la Ecuación (5-1). En ella, el término λ_{2i} se calcula como g/PGA_{0i} , donde PGA_{0i} es la aceleración máxima del registro 'i' no escalado. Por consiguiente, λ_{2i} sirve para uniformizar las intensidades de los movimientos de suelo a un nivel específico de 1g, mientras que λ_{1j} las reduce o amplifica según la necesidad. En la Ecuación (5-2) se hacen los reemplazos correspondientes para derivar el valor de la aceleración máxima del terreno al nivel *j*-ésimo de IM.

$$SF_{ij} = \lambda_{1j} \cdot \lambda_{2i} \tag{5-1}$$

$$PGA_j = SF_{ij} \cdot PGA_{0i} = \lambda_{1j} \cdot \lambda_{2i} \cdot PGA_{0i} = \lambda_{1j} \cdot g$$
(5-2)

Para cada análisis dinámico no lineal se guardaron las historias de desplazamientos y de aceleraciones de piso en las dos direcciones principales horizontales (X y Z). Posteriormente, se obtuvieron los tres DMs requeridos. δ_{max} se calculó como max $(\delta_{max}^X, \delta_{max}^Z)$, donde δ_{max}^X y δ_{max}^Z corresponden a los *drifts* máximos en dirección X y Z respectivamente. En cambio, PFA y γ_{max} se computaron como los máximos módulos de los vectores resultantes de aceleraciones totales de piso y de deformaciones angulares de los aisladores respectivamente. A modo de ejemplo, en el Anexo D se exhiben los *drifts* máximos y los PFAs de los hospitales de ocho pisos sometidos al sismo 'constitución' (ver Sección 5.2) escalado a un PGA de 0.4g. En adición, en el Anexo E se muestran las historias en el tiempo de las relaciones momento-curvatura y tensión-deformación angular de corte para la base del muro del eje B (ver Figura 2-1) de la estructura convencional de ocho pisos sometida al mismo registro. Se añaden también los resultados para 0.8g de PGA.

Con el afán de resumir estadísticamente los resultados del IDA, se siguió el procedimiento propuesto por Vamvatsikos & Cornell (2002). Para cada nivel de PGA se calculó la mediana de DM (ϑ), es decir, el valor de DM que es superado por un 50 % de los registros (percentil 50). Para ello, se asumió que la distribución de DM dado un valor específico de PGA es lognormal, lo que implica que ln(ϑ) es igual a la media de ln(*DM*).

5.2. Selección de registros

El primer objetivo de la selección de registros de aceleraciones es representar la amenaza sísmica chilena. Por lo tanto, se eligieron registros sísmicos del país medidos en estaciones de monitoreo locales. En particular, se escogieron historias de aceleraciones del terremoto de magnitud $M_w = 8.8$ del 27 de febrero de 2010 de la región del Maule, Chile (Boroschek, Soto, & Leon, 2010).

El segundo nivel de especificidad consiste en asociar los registros a tipos de suelos y escoger aquellos compatibles con suelo II según la clasificación de las normas NCh 433 y NCh 2745, que es en el que se asume se encuentran las estructuras en estudio debido a que es el tipo de suelo más común en las principales zonas urbanas de Chile. Para ello, se seleccionó como parámetro característico del tipo de suelo a su periodo predominante T_0 calculado con el método de Nakamura (Nakamura, 1989). Rivera (2015) observó que éste es capaz de caracterizar de forma apropiada a los suelos chilenos y sus correspondientes formas espectrales.

En la Tabla 5-1 se exponen los valores de T_0 que asocia la NCh 433 a cada suelo. A su vez, se presentan los rangos de T_0 contemplados en esta investigación para la clasificación con sus valores mínimos y máximos. En la Tabla 5-2 se explicitan los periodos predominantes T_0 calculados por Rivera (2015) de los nueve registros considerados en el IDA. Se puede observar cómo todos sus valores están comprendidos en el rango asociado a suelo II, es decir, (0.225 *s*, 0.525 *s*). Cabe destacar que si se hubiese considerado suelo B según la tipificación del D.S. N° 61, entonces el rango de fluctuación de T_0 hubiese sido (0.225 *s*, 0.350 *s*), el cual es más acotado.

Tipo de	T_0	Mín.	Máx.	
suelo	[s]	[s]	[s]	
Ι	0.150	0.000	0.225	
II	0.300	0.225	0.525	
III	0.750	0.525	0.975	
IV	1.200	0.975	-	

Tabla 5-1: Parámetro T_0 definido en la NCh 433 para cada tipo de suelo y rango considerado en cada uno de ellos en esta investigación.

Adicionalmente, en la Tabla 5-2 se muestran las aceleraciones máximas del suelo en las direcciones norte-sur (PGA_{NS}) y este-oeste (PGA_{EW}). Del mismo modo, se exhibe la máxima aceleración del suelo (PGA), calculada como el máximo módulo en el tiempo de la suma vectorial de las aceleraciones (supuestas ortogonales). Finalmente, se presentan los factores de escala base (λ_2) calculados como g/PGA_0 .

Registro	T_0	PGA _{NS}	PGA _{EW}	PGA ₀	λ_2
	[s]	[g]	[g]	[g]	
constitución	0.31	0.35	0.54	0.54	1.85
hualane	0.46	0.38	0.38	0.42	2.37
llolleo	0.45	0.67	0.33	0.68	1.46
matanzas	0.46	0.24	0.34	0.35	2.88
papudo	0.26	0.16	0.30	0.30	3.32
stgomaipu	0.42	0.56	0.49	0.56	1.78
stgopenalolen	0.46	0.30	0.29	0.31	3.25
talca	0.32	0.22	0.47	0.48	2.08
vinacentro	0.47	0.22	0.33	0.33	3.01

 Tabla 5-2: Periodos predominantes, aceleraciones máximas y factores de escala base de cada registro.

En la Figura 5-1 se ilustran los espectros de pseudoaceleraciones que resultan de aplicar a cada sismo escalado por λ_2 la combinación SRSS de los espectros de respuesta por dirección de análisis considerando un 5 % de amortiguamiento. Además, en la Figura 5-2 se exhiben los espectros de desplazamientos asociados. Se observa que la selección de los movimientos de suelo permite capturar heterogeneidad en términos de contenidos de frecuencias. Es justamente esta diversidad la que posteriormente suscita la aleatoriedad en el estudio de fragilidad.



Figura 5-1: Espectros de pseudoaceleraciones combinados según SRSS de los registros escalados en consideración.



Figura 5-2: Espectros de desplazamientos combinados según SRSS de los registros escalados en consideración.

5.3. Descripción y análisis de resultados

En esta sección se detallan los resultados del IDA de cada hospital. De la Figura 5-3 a la Figura 5-9 se muestran las curvas que relacionan los DMs (en las abscisas) con los PGAs (en las ordenadas) de todos los registros escalados. Adicionalmente, en la Figura 5-10 se muestra la evolución del percentil 50 de los DMs con el incremento del PGA. Se hace distinción por número de pisos (N_s) y por presencia o no de sistema de aislación (C/A y S/A respectivamente).

En general, los resultados muestran una importante reducción de *drifts* máximos al pasar de la estructuración convencional a la aislada. Al comparar numéricamente las medianas de la Figura 5-10(a) se observa que las deformaciones de entrepiso disminuyen en promedio para todos los niveles de PGA en 64 % y 66 % en los hospitales de cinco y ocho pisos respectivamente. De hecho, la reducción máxima supera el 70 % en los tres edificios. Esto habla de la eficacia del sistema de aislación para aminorar los daños estructurales y no estructurales de tipo DS.

Sin embargo, en el caso de dos pisos se observan mayores *drifts* en el hospital aislado hasta un PGA cercano a 0.4g. Esto se puede explicar por la gran rigidez de entrepiso que induce la preponderancia de comportamiento elástico de los muros cortos de 25 *cm* de espesor del hospital convencional para PGAs inferiores. De todas formas, en ambos casos el percentil 50 no supera el 0.15 % de *drift* para esos niveles de IM, lo que indica un buen desempeño de las dos clases de estructuras (baja demanda de deformaciones en elementos estructurales y no estructurales de tipo DS). La no ocurrencia de este fenómeno en los casos de cinco y ocho pisos se atribuye a que la mayor esbeltez de los muros de esos edificios deriva en un comportamiento más flexible en corte y flexión. No obstante, cabe destacar que para PGAs superiores a 1.0g aproximadamente los percentiles 50 de los *drifts* máximos de estas estructuras resultan inferiores a los del hospital convencional de dos pisos. El nivel de *drifts* para el cual se da la transición es cercano a 1.3 %.

En los resultados se puede observar cómo los PFAs se reducen significativamente al cambiar a la configuración aislada. En específico, las medianas disminuyen en 72 %, 62 % y 55 % en promedio en las estructuras de dos, cinco y ocho pisos respectivamente. Es más, la reducción máxima alcanza un 78 % para 0.1g en el edificio más bajo. Por lo tanto, se deduce que la configuración aislada es efectiva para aminorar el daño en los elementos no estructurales de tipo AS. A su vez, queda en evidencia que la eficiencia del sistema de aislación se reduce conforme se incrementa el número de niveles de la estructura. El motivo tiene que ver con el objetivo de la aislación sísmica basal: desacoplar a la estructura del movimiento horizontal del suelo a través de la adición de elementos flexibles que concentran las deformaciones en la base (Naeim & Kelly, 1999). A medida que aumenta el número de pisos, la superestructura resulta más flexible, por lo que el impacto de la inclusión de aisladores es menor.

Del mismo modo, se infiere que los hospitales convencionales exhiben menores PFAs al tener más pisos. Esto se explica por la reducción de rigidez que induce el incremento de niveles, la cual se traduce en un aumento del periodo fundamental de vibración. Estructuras más flexibles tienden a desarrollar menores aceleraciones totales (Chopra, 1995). De hecho, éste es uno de los principios que motiva la aislación sísmica.

De la Figura 5-10 se puede concluir que las medianas de los DMs de los hospitales aislados no varían significativamente al cambiar el número de pisos de la superestructura. Este efecto se puede atribuir a una conjunción de varios factores, relacionados principalmente con la predominancia de comportamiento elástico de la superestructura y la homogeneidad de los criterios adoptados en la etapa de diseño. Los resultados indican, por tanto, que el aumentar el número de niveles de la superestructura no merma el desempeño de los hospitales aislados, al menos con las alturas y tipologías estructurales aquí consideradas.

En sintonía con lo anterior, las deformaciones angulares máximas presentan resultados similares en los tres hospitales aislados. Las medianas alcanzan las magnitudes de diseño (γ_D en torno a 110 %) para PGAs que oscilan entre 0.6*g* y 0.8*g*, es decir, para valores superiores al especificado en la NCh 2745 (0.41*g*). Según Naeim & Kelly (1999) los HDR

experimentan una rigidización en su comportamiento a deformaciones superiores a 200 %. Las medianas alcanzan este valor de γ para PGAs superiores a 1.1g en los hospitales de dos y ocho pisos, respectivamente, y mayores a 0.9g en el de cinco.

En cuanto a la dispersión de los DMs se pueden extraer varias conclusiones. Para apoyarlas en el Anexo F se muestra la evolución de los coeficientes de variación (*COV*) de los DMs con el PGA. A grandes rasgos se advierte una gran variabilidad en los resultados. Esto se debe principalmente a la elección del PGA como IM. Tal como se explicó anteriormente, una menor dispersión se logra seleccionando un IM que correlacione de buena forma con la respuesta de la estructura. Si bien los registros están escalados para compartir el mismo valor de PGA, la solicitación sísmica que estos inducen en estructuras de periodos distintos puede diferir completamente.

La dispersión de los resultados no es igual en los tres DMs. Los PFAs exhiben una variabilidad sustancialmente inferior a la presentada por los otros dos parámetros de respuesta. En tanto, para PGAs inferiores a 0.9g los *drifts* muestran dispersiones levemente menores a las expuestas por las deformaciones angulares máximas. La variabilidad de los *drifts* es mayor en el caso convencional a niveles de PGA intermedios (i.e., entre 0.4g y 0.9g), mientras que para los PFAs la dispersión es superior en el caso aislado.

Finalmente, se puede inferir que los sismos 'matanzas' y 'stgopenalolen' tienden a inducir deformaciones de entrepiso y deformaciones angulares máximas significativamente mayores a las del resto de los registros en los hospitales aislados. Lo mismo ocurre con 'matanzas' en los edificios convencionales de cinco y ocho pisos en términos de *drifts*. Sin perder de vista que el comportamiento subyacente es complejo e inelástico, el origen de estos resultados se puede asociar a la mayor amplitud que exhiben estos sismos en sus ordenadas espectrales para periodos largos (estructuras flexibles). Si bien esta característica se puede apreciar en el espectro de pseudoaceleraciones (Figura 5-1), es más evidente en el de desplazamientos (Figura 5-2), el cual está directamente asociado a deformaciones máximas.



Figura 5-3: *Drifts* resultantes de los IDAs de las estructuras de dos pisos. (a) Hospital convencional. (b) Hospital aislado.



Figura 5-4: *Drifts* resultantes de los IDAs de las estructuras de cinco pisos. (a) Hospital convencional. (b) Hospital aislado.



Figura 5-5: *Drifts* resultantes de los IDAs de las estructuras de ocho pisos. (a) Hospital convencional. (b) Hospital aislado.



Figura 5-6: PFAs resultantes de los IDAs de las estructuras de dos pisos. (a) Hospital convencional. (b) Hospital aislado.



Figura 5-7: PFAs resultantes de los IDAs de las estructuras de cinco pisos. (a) Hospital convencional. (b) Hospital aislado.



Figura 5-8: PFAs resultantes de los IDAs de las estructuras de ocho pisos. (a) Hospital convencional. (b) Hospital aislado.



Figura 5-9: Deformaciones angulares máximas resultantes de los IDAs de los hospitales aislados. (a) Dos, (b) cinco y (c) ocho pisos.



Figura 5-10: Percentil 50 de (a) *drifts*, (b) PFA y (c) γ_{max} en función del PGA. N_s indica el número de pisos de los hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A).



Figura 5-11: Percentil 50 de los *drifts* máximos de cada piso en función del PGA. N_s indica el número de pisos de los hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A).


Figura 5-12: Percentil 50 de los PFAs de cada piso en función del PGA. N_s indica el número de pisos de los hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A).

En la Figura 5-11 se exhiben los percentiles 50 de los *drifts* máximos por piso resultantes del IDA. Notar que la escala del eje de las abscisas se redujo en el caso aislado para facilitar la distinción por piso. En el hospital convencional de dos pisos se observa un aumento de *drifts* lineal para PGAs bajos, una fase de fluencia (pérdida de rigidez) entre $0.3g \ y \ 0.4g \ y$ un incremento prácticamente lineal para intensidades superiores. En las otras dos estructuras convencionales (de cinco y ocho pisos) se advierte un comportamiento similar entre sí, pero distinto al del hospital de menor altura. En ninguna se observa una zona de pérdida abrupta de rigidez. Más bien se ve un comportamiento inicial flexible (en términos relativos), una rigidización entre $0.1g \ y \ 0.2g \ y$ posteriormente una tasa de aumento de *drifts* máximos levemente creciente en algunos casos y aproximadamente nula en otros. Por su parte, la tendencia de los resultados de los tres hospitales aislados es semejante a la observada en las estructuras convencionales de cinco y ocho pisos, aunque las magnitudes varían de manera importante.

Los comportamientos de los distintos niveles de un mismo edificio difieren. Por una parte, se observa que en el hospital convencional más bajo la demanda de *drifts* es similar entre los dos pisos, mientras que sus homólogos de cinco y ocho niveles presentan los mayores percentiles 50 en el segundo piso. En estos dos últimos casos los pisos superiores son los que exhiben la menor demanda de deformaciones. Por otra parte, los *drifts* máximos del hospital aislado de cinco niveles se dan en el primer y segundo piso. En tanto, en las estructuras aisladas de dos y ocho niveles las deformaciones máximas ocurren en el primer piso y en el sexto respectivamente.

De manera transversal se observa que la menor demanda de *drifts* se manifiesta en el último nivel. A su vez, en términos generales el orden relativo de los percentiles 50 de los distintos pisos prácticamente no varía.

En la Figura 5-12 se muestran los percentiles 50 de los PFAs por piso. A grandes rasgos se puede advertir que en el caso convencional la tasa de aumento de los PFAs se reduce conforme se aumenta el PGA. En cambio, en los hospitales aislados este gradiente permanece esencialmente invariante para PGAs superiores a 0.2g, aunque manifiesta

cierta reducción a intensidades inferiores. A medida que aumenta el PGA, más elementos estructurales de los hospitales convencionales incursionan en rango no lineal, lo que se traduce en una flexibilización del sistema que induce una reducción de la tasa de aumento de los PFAs. Este efecto no se manifiesta en la misma medida en el caso aislado debido a la predominancia de comportamiento elástico de las superestructuras de esta clase de hospitales.

En general se observa que los mayores PFAs que se registran en los hospitales convencionales se dan en los primeros dos pisos y el último. A su vez, en los casos de cinco y ocho pisos se puede notar que para cierto PGA el nivel que desarrolla el PFA máximo pasa de ser el último al primero. Esto ocurre para 0.9g y 0.6g respectivamente (aprox.). Del mismo modo, los hospitales aislados presentan PFAs superiores en la base y el último piso. En este caso el orden relativo de los percentiles 50 de los distintos pisos tiende a mantenerse a medida que se aumenta la intensidad sísmica.

6. CURVAS DE FRAGILIDAD

La función de fragilidad de una estructura indica la probabilidad de que esta alcance un estado límite (ver Sección 6.1) para un nivel dado de IM (Baker, 2015). En términos matemáticos, la definición se traduce en (Perotti et al., 2013)

$$F(im) = P\{DM > dm_f | IM = im\}$$
(6-1)

donde $F(\cdot)$ es la función de fragilidad; $P\{\cdot\}$ indica la probabilidad de ocurrencia del evento del argumento; dm_f representa al valor de DM para el cual se alcanza el estado límite; e *im* corresponde a un valor particular de IM.

Por una parte, la función de fragilidad permite caracterizar el comportamiento de la estructura a distintos niveles de IM. Es por eso que en esta investigación se utiliza para comparar el desempeño de hospitales aislados con respecto a los convencionales.

Por otra parte, la evaluación de fragilidad tiene un importante rol dentro del marco de la ingeniería sísmica basada en el desempeño según el enfoque del PEER (Vamvatsikos & Cornell, 2002; Der Kiureghian, 2005). En efecto, la probabilidad anual de alcanzar un estado límite particular (P_f) se puede calcular a través de la Ecuación (6-2) (Perotti et al., 2013). En tanto, la Ecuación (6-3) se obtiene de reemplazar (6-1) en (6-2). $p_{IM}(im)$ corresponde a la función de densidad de probabilidades de IM expresada en términos anuales.

$$P_f = \int_{im} P\{DM > dm_f | IM = im\} \cdot p_{IM}(im) \cdot d(im)$$
(6-2)

$$P_f = \int_{im} F(im) \cdot p_{IM}(im) \cdot d(im)$$
(6-3)

 P_f sirve para cuantificar la vulnaribilidad sísmica de la estructura en estudio. Como se puede constatar en la Ecuación (6-3), su evaluación depende esencialmente de dos componentes: F(im) y $[p_{IM}(im) \cdot d(im)]$. La primera representa el impacto de la fragilidad de la estructura en su vulnerabilidad. Por su parte, la segunda indica la importancia de la amenaza sísmica. Esta última no depende directamente de la estructura, sino que sólo de su ubicación.

Finalmente, es importante recalcar que el alcance de esta investigación sólo contempla el cálculo de F(im) para cada estructura con fines comparativos. La incorporación de la amenaza sísmica para la evaluación de vulnerabilidad y la estimación de pérdidas queda propuesta para estudios posteriores.

6.1. Estados límite

Tal como se dejó entrever anteriormente, un estado límite (LS, por su sigla en inglés) corresponde a un grado de desempeño específico (por ejemplo, colapso) que alcanza una estructura cuando DM supera cierto valor frontera (i.e., dm_f). Dicho de otra manera, un LS representa un nivel particular de extensión y gravedad de daños en una estructura.

Los LSs de esta investigación se definieron a modo de referencia a partir de lo indicado en HAZUS-MH MR4. Se distinguen cuatro niveles de daño: *slight, moderate, extensive* y *complete* (leve, moderado, extensivo y completo). Los valores límite de los DMs (dm_f en las Ecuaciones (6-1) y (6-2)) asociados a superestructuras y componentes no estructurales se especificaron según los criterios adoptados por el mismo documento.

En la Tabla 6-1 se presentan los valores frontera a nivel estructural de *drifts* de entrepiso para hospitales convencionales. El criterio adoptado corresponde a edificios de hormigón armado con muros de corte como sistema resistente lateral principal. En este punto cabe recordar que durante el diseño se asumió una categoría de ocupación tipo IV según la nomenclatura de la NCh 433, puesto que las estructuras en cuestión corresponden a hospitales (instalaciones esenciales). A su vez, los muros se diseñaron como especiales.

Por lo tanto, los límites expuestos corresponden a *essential and high potential loss facilities* y *high code* según la terminología de HAZUS-MH MR4.

Número	Slight	Moderate	Extensive	Complete
de pisos				
2	0.0050	0.0125	0.0375	0.1000
5	0.0033	0.0083	0.0250	0.0667
8	0.0025	0.0063	0.0188	0.0500

Tabla 6-1: Drifts límite a nivel estructural de hospitales convencionales para cada LS.

En cuanto a los límites asociados a las superestructuras de los hospitales aislados, la definición de ellos se basó en los valores de HAZUS-MH MR4 para edificios generales (*general building stock*) con sistema resistente lateral caracterizado por pórticos diseñados sísmicamente a nivel moderado (*moderate code seismic design level*). Esto, dado que la NCh 2745 no hace distinción entre categorías de ocupación y exige diseño de marcos como pórticos intermedios. Los *drifts* que marcan el paso de un LS al otro en hospitales aislados se exhiben en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2: Drifts límite a nivel de superestructura de hospitales aislados para cada LS.

Número de pisos	Slight	Moderate	Extensive	Complete
2	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
5	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
8	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300

Adicionalmente, en la Tabla 6-3 se muestran los límites de referencia de *drifts* y de PFAs de los componentes no estructurales, tanto DS como AS. Los valores asignados corresponden a edificios generales y se mantuvieron constantes para todas las estructuras.

Tipo	DM		Slight	Moderate	Extensive	Complete
DS	Drifts		0.004	0.008	0.025	0.050
AS	PFA	[g]	0.3	0.6	1.2	2.4

Tabla 6-3: Drifts y PFAs límite a nivel no estructural para cada LS.

El comportamiento de estructuras aisladas está determinado esencialmente por el funcionamiento del sistema de aislación. Durante un movimiento sísmico, los aisladores concentran las deformaciones, lo cual permite una flexibilización estructural que disminuye la demanda sobre la superestructura y sus contenidos (Naeim & Kelly, 1999). Así, el sistema de aislación resulta propenso a convertirse en el eslabón estructural de mayor de cuidado (Perotti et al., 2013). Por esto, la evaluación de los aisladores es primordial al momento de estimar el desempeño y la fragilidad de este tipo de estructuras.

En la literatura no hay consenso en relación a la delimitación de los LSs asociados a deformaciones angulares de los aisladores. Perotti et al. (2013) ensayaron dispositivos HDR hasta $\gamma = 350$ % y no observaron indicios de falla. Luego testearon un único aislador a desplazamientos superiores y advirtieron los primeros daños a deformaciones angulares cercanas a 400 %. En consecuencia, para evaluar la fragilidad de la planta nuclear IRIS definieron un único LS que representa falla a una deformación angular aleatoria de media 400 %.

Por su parte, a pesar de que reconocen que aisladores modernos pueden lograr deformaciones angulares del orden de 400 % antes de fallar, Zhang & Huo (2009) consideraron para puentes aislados daño completo a $\gamma = 250$ %. Esto, dado que desplazamientos superiores pueden suscitar de manera excesiva fenómenos como *pounding* y *unseating*. Además, asumieron daño *extensive* a $\gamma = 200$ %, deformación asociada al inicio del endurecimiento de la goma. Si bien los límites de Zhang & Huo (2009) están orientados a puentes, igualmente a modo de referencia se utilizaron en esta investigación. El detalle se puede visualizar en la Tabla 6-4. De todas formas, existen precedentes en edificios de hormigón armado aislados para los cuales se ocupan los

valores frontera de estos autores (Bakhshi & Mostafavi, 2014; Han et al., 2014). Adicionalmente, con el fin de enriquecer el análisis se consideraron dos LSs en paralelo. El primero corresponde a la superación de la deformación angular de diseño de cada hospital ($\gamma_{max} \ge \gamma_D$) y el segundo al criterio de Perotti et al. (2013) ($\gamma_{max} \ge 4.0$).

Tabla 6-4: Deformaciones angulares límite de los aisladores para cada LS.

DM	Slight	Moderate	Extensive	Complete
γ_{max}	1.0	1.5	2.0	2.5

Finalmente, es importante enfatizar que los valores límite aquí seleccionados no representan necesariamente la realidad chilena. De hecho, HAZUS-MH MR4 está inserto en el contexto de USA. A su vez, las cantidades de la Tabla 6-4 podrían no ser aplicables a las dimensiones y el tipo de goma de los aisladores definidos en esta investigación. Por lo tanto, los límites escogidos deben interpretarse principalmente con fines comparativos.

6.2. Ajuste de curvas de fragilidad

Ya realizado el IDA, existen varios procedimientos para estimar las curvas de fragilidad asociadas. Un método paramétrico muy común consiste en ajustar una relación lineal entre la media de ln(*DM*) y ln(*IM*), vale decir, $DM = \alpha (IM)^{\beta}$, con α y β las incógnitas del modelo a determinar por regresión. Usualmente se asume una varianza constante para todo el rango de IM. En general, aunque no exclusivamente, este método se usa para calcular curvas de fragilidad con registros no escalados. A diferencia del MSA, este enfoque suele denominarse como *cloud approach* (Vamvatsikos & Cornell, 2002; Mackie & Stojadinovic, 2005; Baker & Cornell, 2006; Zhang & Huo, 2009; Tang & Zhang, 2011).

Sin embargo, en esta investigación se siguió una metodología focalizada en el MSA. Esta se describe en detalle en los trabajos de Lallemant, Kiremidjian, & Burton (2015) y Baker

(2015). La función de fragilidad al *j*-ésimo nivel de intensidad, im_j , se puede estimar como la probabilidad de que la estructura alcance el LS en cuestión para un valor de *IM* menor o igual a im_j . Ello se expresa matemáticamente en la Ecuación (6-4). En este contexto, *IM* representa a la variable aleatoria que indica el nivel de intensidad para el cual se desencadena la incursión en el LS.

$$F(im_j) = P\{IM \le im_j\} \tag{6-4}$$

$$=\Phi\left(\frac{\ln(im_j)-\mu}{\beta}\right) \tag{6-5}$$

$$=\Phi\left(\frac{\ln(im_j/\theta))}{\beta}\right) \tag{6-6}$$

El supuesto básico de la metodología propuesta consiste en asumir que *IM* tiene una distribución lognormal, lo cual implica que la fragilidad queda determinada por su función de distribución acumulada (CDF, por su sigla en inglés). Esto se traduce en la Ecuación (6-5). $\Phi(\cdot)$ es la CDF de la distribución normal estándar, μ es la media de ln(*IM*) y β su desviación estándar. La igualdad se establece a partir de la consideración de que el logaritmo de una variable aleatoria lognormal tiene una distribución normal. μ cumple con ser igual a ln(θ), con θ la mediana de la función de fragilidad, vale decir, el nivel de *IM* para el cual se alcanza un 50 % de probabilidad de alcanzar el LS en cuestión. Ello deriva en la Ecuación (6-6). Por lo tanto, el modelo requiere de la estimación de θ y β .

Para ajustar los parámetros existen diversas alternativas. Lallemant et al. (2015) describen tres procedimientos: el método de los momentos, regresión de mínimos cuadrados y maximización de la verosimilitud. En tanto Baker (2015) únicamente desarrolla la última opción. Todos estos autores coinciden en que la mejor técnica de ajuste es la estimación de la máxima verosimilitud (MLE, por su sigla en inglés), la cual consiste en definir el set de parámetros que maximiza la probabilidad de observar los valores de la muestra. Una de las ventajas de este procedimiento es que no requiere conocer para todos los registros el valor de *IM* que precipita el desarrollo del LS en cuestión. Este aspecto es clave en el MSA, puesto que esta información no es conocida para la totalidad de los movimientos sísmicos.

Si se asume independencia estadística entre las observaciones de distintos registros, entonces la probabilidad de que n_j movimientos sísmicos induzcan el LS en estudio para $IM = im_j$ puede ser modelada por una distribución binomial, vale decir, con la Ecuación (6-7). En ella, C_j representa el evento dado por n_j registros que desencadenan el LS; N =9 es el total de movimientos de suelo contemplados; p_j es la probabilidad de alcanzar el LS a un nivel $IM = im_j$.

$$P\{C_j | IM = im_j\} = {\binom{N}{n_j}} p_j^{n_j} (1 - p_j)^{N - n_j}$$
(6-7)

Así, la función de verosimilitud *L* queda determinada por la Ecuación (6-8), en donde M = 12 es el número de intensidades sísmicas consideradas. Como se puede observar, *L* representa la probabilidad de ocurrencia de los resultados observados para todos los niveles de *IM*. Por lo tanto, incluye todo el MSA. Si se asume independencia entre las observaciones a distintos *im_j*, entonces es posible plantear la Ecuación (6-9). No obstante, este supuesto estadístico no es estrictamente cierto si se repiten registros a distintos niveles de *IM*, aunque cuantificar el grado de dependencia asociado puede ser desafiante (Baker, 2015). Por lo tanto, la asunción no sería acertada en esta aplicación del MSA. Si bien la formulación original del método está orientada a utilizar distintos sets de movimientos de suelo para cada *im_j*, existe evidencia que indica que aplicar este procedimiento con los mismos registros para todos los valores de *IM* igualmente produce estimaciones efectivas de fragilidad (Baker, 2015). La Ecuación (6-10) se deriva de reemplazar (6-7) en (6-9).

$$L = P\{[C_1|IM = im_1] \cap ... \cap [C_M|IM = im_M]\}$$
(6-8)

$$= \prod_{j=1}^{M} P\{C_j | IM = im_j\}$$
(6-9)

$$=\prod_{j=1}^{M} {\binom{N}{n_j} p_j^{n_j} (1-p_j)^{N-n_j}}$$
(6-10)

Al reemplazar p_j en (6-10) por la expresión de (6-6) se obtiene la Ecuación (6-11). En tanto, la Ecuación (6-12) se deriva de aplicar logaritmo natural a (6-11). Los estimadores $\hat{\theta} \neq \hat{\beta}$ de los parámetros $\theta \neq \beta$ que mejor se ajustan a los resultados observados son aquellos que maximizan *L*, y por tanto, a ln(*L*). A su vez, en la optimización pueden obviarse los sumandos constantes, dado que no influyen en el óptimo. Hechas estas consideraciones, es posible plantear el problema de optimización de la Ecuación (6-13).

$$L = \prod_{j=1}^{M} {N \choose n_j} \Phi\left(\frac{\ln(im_j/\theta)}{\beta}\right)^{n_j} \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(im_j/\theta)}{\beta}\right)\right)^{N-n_j}$$
(6-11)

$$\ln(L) = \sum_{j=1}^{M} \ln\binom{N}{n_j} + n_j \ln\left(\Phi\left(\frac{\ln(im_j/\theta)}{\beta}\right)\right) + \left(N - n_j\right) \ln\left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(im_j/\theta)}{\beta}\right)\right)$$
(6-12)

$$\hat{\theta}, \hat{\beta} = \operatorname*{argmax}_{\theta, \beta} \left[\sum_{j=1}^{M} n_j \ln\left(\Phi\left(\frac{\ln(im_j/\theta)}{\beta}\right)\right) + \left(N - n_j\right) \ln\left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(im_j/\theta)}{\beta}\right)\right) \right]$$
(6-13)

Un aspecto clave del método y que hasta aquí estaba implícito tiene que ver con el criterio adoptado para definir el valor de *IM* para el cual se alcanza el LS. Tal como lo indican Vamvatsikos & Cornell (2002), es posible que en el IDA el sistema mantenga o incluso disminuya su respuesta (en términos de DM) al aumentar *IM* por sobre cierta magnitud. Este efecto se denomina endurecimiento (*hardening*) o, en su caso extremo, resurrección estructural (*structural resurrection*). En consecuencia, eventualmente la probabilidad de alcanzar un LS podría disminuir al aumentar *IM*, lo cual resulta físicamente contra intuitivo. Para evitar este fenómeno, la convención que se adopta consiste en asumir que

el sistema desarrolla el LS al mínimo valor de *IM* para el cual se cumple con $DM > dm_f$. Para intensidades superiores, se supone que la estructura no mejora su desempeño.



Figura 6-1: (a) IDA y puntos de desarrollo de LSs del hospital convencional de ocho pisos. (b) Probabilidades observadas y modelo de fragilidad ajustado.

Un ejemplo de cómo aplicar la metodología descrita se ilustra en la Figura 6-1. En (a) se muestra la evolución de los *drifts* máximos en el IDA del hospital convencional de ocho pisos y se destacan los puntos (δ_{max} , *PGA*) para los cuales se desarrolla un LS en un sismo particular. Con esta información es posible cuantificar n_j para cada nivel de PGA y resolver el problema de optimización de la Ecuación (6-13). Las curvas de fragilidad resultantes se exhiben en la Figura 6-1(b) para los cuatro LSs. Adicionalmente, se indican las probabilidades observadas (n_i/N) para todas las intensidades sísmicas.

6.3. Descripción y análisis de resultados

Las curvas de fragilidad se exponen desde la Figura 6-2 a la Figura 6-6. En el Anexo G se adjuntan los valores asociados de los parámetros θ y β del modelo de fragilidad. En sintonía con los resultados del IDA, en general se puede advertir una importante reducción de la probabilidad de alcanzar los LSs al pasar del caso convencional al aislado, tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales (DS y AS). De manera transversal se visualiza que la probabilidad de alcanzar daño *complete* en las superestructuras y los componentes no estructurales es prácticamente nula. Esto no ocurre en los sistemas de aislación debido a que la deformación angular de 250 % es superada en varios registros escalados a PGAs elevados (Figura 5-9).

Antes profundizar en las probabilidades específicas, es importante recordar que, a diferencia de lo que ocurre en el IDA, las funciones de fragilidad dependen directamente de los valores límite de los DMs definidos en la Sección 6.1. Por lo tanto, una redefinición de estos parámetros altera la fragilidad resultante. Además, cabe destacar que para facilitar la interpretación de los resultados se incorporan en los análisis subsecuentes las probabilidades de presentar distintos LSs a un PGA de 0.4g, es decir, a una intensidad cercana a la del SDI de la NCh 2745 (0.41g) y al promedio de *PGA*₀ de la Tabla 5-2 (0.44g).

En la Figura 6-2 se muestran las curvas de fragilidad de los elementos estructurales de los hospitales en estudio. Se observa cómo la probabilidad de desarrollar daño *slight* en la superestructura de los edificios aislados es inferior a la de alcanzar daño *moderate* en los convencionales. En adición, se puede verificar que en las estructuras con sistema de aislación la función de fragilidad asociada a daño *extensive* supera el 0.5 % recién para PGAs mayores a 1.1g. En tanto, la fragilidad de los edificios de muros relacionada al mismo LS es apreciable sólo en los casos de cinco y ocho pisos para PGAs superiores a 0.6g.

Para un PGA de 0.4*q* la probabilidad de presentar daño *slight* en los edificios tradicionales de dos, cinco y ocho pisos es de 4 %, 67 % y 83 % respectivamente. Estos últimos dos valores resultan ser inverosímilmente altos si se contrastan con los daños observados en Chile para PGAs de ese orden (Westenenk et al., 2012; Jünemann et al., 2015). Para el mismo LS e igual intensidad sísmica los edificios aislados de dos, cinco y ocho niveles exhiben probabilidades de 0 %, 2 % y 11 % respectivamente. La experiencia chilena indica que la fragilidad está sobreestimada en, al menos, el hospital aislado más alto. Tal como se explicó en la Sección 5.3, los drifts obtenidos en los IDAs son similares en los tres casos con sistema de aislación, al menos en términos de medianas. Lo mismo ocurre en los edificios de muros esbeltos (Figura 5-10). En consecuencia, el aumento significativo de la fragilidad con el número de pisos se explica principalmente por la reducción subyacente de los valores límite de drifts que marcan el desarrollo de los LSs según la definición previamente realizada basada en HAZUS-MH MR4. Eso sí, no se debe perder de vista que las importantes diferencias que presenta la fragilidad del hospital convencional más bajo con respecto a sus pares de más pisos se debe también al desarrollo de menores *drifts* máximos para PGAs inferiores a 1.0g aproximadamente.

Por lo tanto, para completar este análisis se hace conveniente comparar curvas de fragilidad asociadas a valores límite de *drifts* que no dependan de la cantidad de pisos. Justamente los elementos no estructurales DS cumplen con esta característica. De hecho, sus *drifts* límite tampoco dependen de la estructuración. Las curvas de fragilidad de estos

componentes se exponen en la Figura 6-3. En términos globales se observa que es más probable que hospitales convencionales presenten daño *moderate* que hospitales aislados desarrollen daño *slight*. A su vez, se puede notar que la probabilidad asociada a daño *extensive* recién se puede distinguir de cero en el edificio de muros más exigido (cinco pisos) para PGAs superiores a 0.7g aproximadamente, mientras que sólo es apreciable para intensidades superiores a 1.1g en los casos aislados de mayor fragilidad (dos y cinco pisos).

Si se evalúan las funciones de fragilidad a 0.4g de PGA, los componentes DS de los hospitales convencionales de dos, cinco y ocho pisos exhiben probabilidades de alcanzar daño *slight* de 4 %, 48 % y 53 % respectivamente. En tanto, si se considera daño *moderate* como LS, las probabilidades varían a 0.5 %, 20 % y 11 %. En cambio, la probabilidad asociada a hospitales aislados sólo es apreciable en la estructura más baja para daño *slight* (F(0.4g) = 1.3 %). En el resto de los casos la fragilidad es prácticamente nula a 0.4g. Estos resultados se condicen de buena forma con el desempeño que han mostrado los elementos no estructurales DS en Chile para PGAs similares.

En sintonía con los resultados anteriores, de la Figura 6-3 se puede inferir que los componentes no estructurales DS del hospital convencional de menor altura tienen menor fragilidad que sus pares de los edificios de muros esbeltos. Esto ocurre para PGAs inferiores a 1.0g aproximadamente, lo cual se condice con los resultados observados de los percentiles 50 de la Figura 5-10(a) del IDA. Además, se deduce que el mejor desempeño en términos de *drifts* máximos observado en el hospital convencional de dos pisos en relación a los hospitales aislados para PGAs inferiores a 0.4g no se traduce en una perceptible reducción de fragilidad. Esto se debe principalmente a que a los niveles de *drifts* involucrados (medianas menores a 0.15 %) el daño *slight* tanto en las estructuras aisladas como en la tradicional de dos pisos es prácticamente improbable.

El análisis previo da paso a una importante conclusión. Tal como lo indican Naeim & Kelly (1999), uno de los objetivos de diseño es reducir los *drifts* de entrepiso para evitar daños en componentes no estructurales DS. Esto se puede conseguir rigidizando la

estructura, es decir, a través de una solución convencional (según la nomenclatura de esta investigación) que tenga muros, por ejemplo. Otra opción es diseñar un sistema de aislación que concentre las deformaciones y añada amortiguamiento. De los resultados del IDA se dedujo que la primera alternativa resulta más conveniente en el caso del hospital convencional de dos pisos para PGAs inferiores a 0.4*g*. No obstante, en términos de fragilidad a nivel global, para todo el rango de intensidades sísmicas, es más adecuada la solución aislada. De todas formas, no se debe perder de vista que en los casos de cinco y ocho pisos la opción tradicional exhibe peor desempeño para todo el rango de PGAs, tanto en el IDA como en el estudio de fragilidad.

La rigidización a través de la adición de muros puede traer como consecuencia la amplificación del movimiento sísmico, lo cual se traduce en un aumento de los PFAs (Naeim & Kelly, 1999). En este sentido, el IDA dejó en claro que los edificios con sistema de aislamiento presentaron substanciales reducciones de PFAs (por sobre el 55 % en promedio) en comparación a sus pares de muros.

En la Figura 6-4 se muestran las curvas de fragilidad de los componentes no estructurales AS. Igual como ocurre con los elementos estructurales y no estructurales DS, la conclusión más evidente es que los hospitales aislados exhiben probabilidades de alcanzar LSs significativamente menores a los convencionales. Es más, la probabilidad de desarrollar daño *slight* en los edificios de dos y cinco pisos con sistema de aislación es menor a la de presentar daño *moderate* en sus homólogos tradicionales. Lo mismo ocurre en el caso de ocho pisos para PGAs mayores a 0.5*g*. A su vez, se puede observar que la probabilidad de alcanzar daño *extensive* en los hospitales aislados es prácticamente nula. En cambio, los hospitales convencionales sí exhiben fragilidades apreciables en el rango de intensidades considerado.

Al comparar la Figura 6-4 con la Figura 6-3 se visualiza que, en general, los elementos no estructurales AS de los hospitales convencionales exhiben mayor fragilidad que sus símiles DS. Además, cabe destacar que esta relación también se puede observar para el LS *slight* en el caso aislado, aunque con probabilidades inferiores para los mismos PGAs.

Esto ilustra que, dados los valores límite de *drifts* y PFAs seleccionados, en términos globales los componentes no estructurales AS resultan más susceptibles a desarrollar los LSs.

En el IDA se notó que los edificios de muros desarrollan menores PFAs al tener más pisos. En concordancia, de la Figura 6-4 se extrae que la probabilidad de presentar daño *moderate* o *extensive* en los elementos no estructurales AS se reduce conforme aumenta la altura de los hospitales convencionales. De hecho, las medianas asociadas a las estructuras de dos, cinco y ocho pisos son 0.25g, 0.30g y 0.54g para daño *moderate*. En tanto, para daño *extensive* los percentiles 50 son 0.82g, 1.19g y 1.24g respectivamente. La razón, ya enunciada en la Sección 5.3, es la flexibilización que subyace al aumento de pisos. De todas formas, cabe destacar que para daño *slight* (PGAs y PFAs bajos) las medianas son similares en los tres casos (entre 0.10g y 0.12g).

Otro aspecto importante tiene que ver con las formas de las curvas de fragilidad. En general, estas muestran mayor pendiente en los elementos no estructurales AS que en los no estructurales DS y estructurales. Esto se debe a que la menor dispersión que caracteriza a los PFAs resultantes del IDA determina una menor dispersión en el modelo fragilidad (para un mismo nivel de θ deriva en un valor de β más pequeño). Esto se traduce en que en un rango más acotado de intensidades sísmicas los componentes no estructurales AS pueden pasar de baja o nula probabilidad de alcanzar un LS en particular a una alta fragilidad.

A un nivel de intensidad de 0.4*g* el evento dado por el desarrollo de daño *slight* en los componentes no estructurales AS de las estructuras convencionales es prácticamente seguro. Por su parte, los elementos de las estructuras aisladas de dos, cinco y ocho pisos presentan probabilidades asociadas de 15 %, 6 % y 14 %. En cuanto al LS *moderate*, las fragilidades correspondientes son 97 %, 96 % y 0.1 % en los edificios convencionales y 1.6 %, 0 % y 0 % en los aislados respectivamente. El daño *extensive* tiene una probabilidad de 0.3 % en la estructura tradicional más baja. En el resto el desarrollo de ese LS es improbable al nivel de PGA en cuestión.

En la Figura 6-5 se exponen las curvas de fragilidad de los sistemas de aislación de los tres hospitales aislados. En coherencia con lo observado en el IDA, las fragilidades resultantes son muy similares en los tres casos. Si se profundiza en los resultados, es posible apreciar que las medianas de las curvas del hospital de cinco pisos son levemente inferiores a las de sus pares. Esto se condice con los resultados del IDA, los cuales exhiben percentiles 50 de γ_{max} más bajos en las estructuras aisladas de dos y ocho pisos.

Si se estudian los resultados para un PGA de 0.4g, se puede observar que las probabilidades de presentar daño *slight* ($\gamma_{max} \ge 1.0$) en el sistema de aislación de los hospitales de dos, cinco y ocho pisos son 19 %, 25 % y 10 % respectivamente. Además, las probabilidades asociadas a daño *moderate* ($\gamma_{max} \ge 1.5$) son 7 %, 9 % y 1 % respectivamente. En tanto, el nivel de daño *extensive* ($\gamma_{max} \ge 2.0$) ocurre con probabilidades inferiores a 3 %. Por su parte, la fragilidad asociada a daño *complete* ($\gamma_{max} \ge 2.5$) no es apreciable a una intensidad de 0.4g. Tal como se comentó en la Sección 6.1, es importante no perder de vista que la definición de los LSs de los aisladores es sólo a modo de referencia. Más que el grado de daño asociado a su nomenclatura, lo relevante es el nivel de deformación angular máxima que representan.

Como complemento a la Figura 6-5, en la Figura 6-6 se muestran dos conjuntos de curvas de fragilidad. El primero se deriva de asumir como deformación angular límite el valor de γ_D de cada caso. En sintonía con el análisis de los percentiles 50 del IDA, se infiere que para la intensidad del SDI (0.41*g*) la probabilidad de que los aisladores igualen o superen γ_D es menor a 21 % en los tres hospitales aislados. El segundo set de curvas corresponde a utilizar como deformación límite el 400 % de la altura de goma, es decir, el mismo valor frontera especificado por Perotti et al. (2013). Se observa que, al igual como ocurre en la Figura 5-10(c) del IDA, las curvas asociadas a los hospitales aislados de dos y ocho pisos se superponen. Además, el edificio de cinco pisos es el que exhibe la mayor probabilidad de superar $\gamma = 4$. Finalmente, se infiere que para PGAs superiores a 0.7*g* las fragilidades son perceptibles, aunque bajas.



Figura 6-2: Curvas de fragilidad de elementos estructurales de hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A). Estructuras de (a) dos, (b) cinco y (c) ocho pisos.



Figura 6-3: Curvas de fragilidad de elementos no estructurales DS de hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A). Estructuras de (a) dos, (b) cinco y (c) ocho pisos.



Figura 6-4: Curvas de fragilidad de elementos no estructurales AS de hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A). Estructuras de (a) dos, (b) cinco y (c) ocho pisos.



Figura 6-5: Curvas de fragilidad del sistema de aislación de hospitales aislados. Estructuras de (a) dos, (b) cinco y (c) ocho pisos.



Figura 6-6: Curvas de fragilidad de los sistemas de aislación con límites modificados: (a) $\gamma_{max} \ge \gamma_D y$ (b) $\gamma_{max} \ge 4.0$. N_s indica el número de pisos.

7. CONCLUSIONES

El desempeño sísmico de hospitales es de gran importancia social. No sólo es fundamental que estos mantengan su integridad estructural luego de un sismo severo, sino que también se requiere limitar la demanda sobre sus componentes no estructurales de manera de permitir su continuidad operacional. En este contexto, este estudio consiste en un análisis comparativo entre hospitales con aislación sísmica basal y sus alternativas sustitutas convencionales. La comparación se focalizó en tres etapas de la investigación: diseño, IDA y curvas de fragilidad.

Del diseño se pueden inferir importantes conclusiones. A pesar de que exige un comportamiento prácticamente elástico ($R_s = 2$), se verificó que la aislación basal permite reducir el corte sísmico de diseño a valores mínimos gracias al amortiguamiento y la flexibilización de la estructura que introducen los aisladores. No obstante, se dedujo que aun cuando se diseñaron con cortes basales superiores, las vigas y columnas de los hospitales convencionales resultaron con dimensiones inferiores a las de los elementos de las estructuras aisladas. El motivo es claro: los muros constituyen el sistema resistente lateral en el caso tradicional. En consecuencia, las solicitaciones sísmicas son resistidas principalmente por ellos.

Las mayores dimensiones de vigas y columnas y esencialmente la presencia de un nivel basal adicional de vigas y losas determinaron mayores volúmenes de hormigón requeridos por los hospitales aislados. Esto, sumado a cuantías de armadura resultantes similares, deriva en la necesidad de más acero en las zonas de rótula plástica del caso aislado.

El IDA posibilitó estudiar la evolución de la demanda de *drifts*, PFAs y deformaciones angulares con el incremento del PGA. De manera transversal se observa que los percentiles 50 de los DMs no varían de manera importante entre hospitales aislados, lo que indica que es posible mantener la demanda con estas estructuraciones a pesar del incremento de niveles de las superestructuras (hasta ocho pisos al menos).

En cuanto a *drifts*, se observó que la configuración aislada permite reducir las medianas en más de un 60 % en los casos de cinco y ocho pisos en comparación a las alternativas convencionales. En cambio, en el caso de dos pisos la opción tradicional exhibió menor demanda hasta un PGA cercano a 0.4g, lo que ilustra la efectividad para reducir deformaciones de entrepiso de la rigidización estructural a través de la adición de muros, sobre todo cuando estos trabajan elásticamente. No obstante, dados los bajos niveles de *drifts* involucrados en ese rango de intensidad, este efecto no se traduce en una reducción de fragilidad a nivel global de los elementos estructurales y no estructurales DS con respecto a la alternativa aislada.

Adicionalmente, en términos de PFAs se notó cómo las medianas disminuyen en más de un 55 % en promedio al utilizar la configuración aislada. A su vez, quedó claro que la eficiencia del sistema de aislación aumenta conforme se reduce el número de pisos de la superestructura, puesto que la flexibilización que subyace a la introducción de aisladores basales tiene más impacto. De hecho, en el caso de dos pisos se logran reducciones del 72 % en promedio. En coherencia con estos resultados, se observó que los hospitales convencionales exhiben menores PFAs al tener más pisos. Ello se traduce en probabilidades inferiores de que los elementos no estructurales AS desarrollen LSs.

En relación al análisis diferenciado de DMs por piso, se infirió que los hospitales convencionales presentan sus *drifts* máximos en torno al segundo piso. Por su parte, los aislados no demuestran un patrón común claro. En tanto, los mayores PFAs se producen en los primeros pisos (incluyendo la base en el caso aislado) y en el último. Además, a diferencia de lo que ocurre en el resto de los casos, el orden relativo de las medianas de los PFAs de los distintos pisos de los hospitales convencionales varía conforme cambia el PGA.

En las curvas de fragilidad de los componentes estructurales y no estructurales se observó una importante reducción de la probabilidad de alcanzar los LSs al pasar del caso convencional al aislado. De hecho, la probabilidad asociada a daño *slight* de estos elementos en estructuras aisladas en general es inferior a la de desarrollar daño *moderate* en tradicionales. A su vez, las probabilidades relacionadas a daño *extensive* en los casos aislados son despreciables en superestructuras y componentes no estructurales para PGAs inferiores a 1.1g. En cambio, en los casos convencionales estas probabilidades aumentan considerablemente, aunque para 0.4g, por ejemplo, son prácticamente nulas. Dentro del rango de PGAs estudiado resulta improbable el desarrollo de daño *complete* en los elementos estructurales y no estructurales para ambas configuraciones.

El análisis de fragilidad de los elementos no estructurales permitió inferir una importante conclusión: los componentes AS exhiben mayor fragilidad que sus símiles DS en los hospitales convencionales. Lo mismo ocurre para el LS *slight* en el caso aislado. En general, para las estructuraciones y las capacidades seleccionadas, los elementos AS son más susceptibles a desarrollar LSs.

Del estudio de los resultados para 0.4*g* de PGA se desprende que la fragilidad de los elementos estructurales de los hospitales de cinco y ocho pisos asociada a daño *slight* se sobreestima si se utilizan los valores límite de *drifts* propuestos por HAZUS-MH MR4. La sustancial reducción de capacidad con el número de pisos propuesta por este manual produce un aumento significativo y poco aplicable a la realidad chilena de probabilidades de alcanzar los LSs. En tanto, las curvas de fragilidad de los elementos no estructurales DS guardan coherencia con lo observado en Chile. A 0.4*g* es posible visualizar daño en estos componentes en el caso convencional, mas en los hospitales aislados el desarrollo de los LSs es poco probable. Por su parte, para el mismo nivel de intensidad, el daño *slight* en elementos no estructurales AS es prácticamente seguro en estructuras convencionales. Lo mismo ocurre con el LS *moderate* en los edificios tradicionales de dos y cinco pisos. En cambio, la probabilidad de desarrollar daño *slight* en componentes AS de estructuras aisladas es significativamente inferior, pero sigue siendo importante (en torno al 10 %).

En el IDA quedó en evidencia que las medianas de las deformaciones angulares de los aisladores alcanzan magnitudes de diseño para PGAs que oscilan entre 0.6g y 0.8g, es decir, para valores muy superiores al especificado por la NCh 2745 (0.41g). En términos de fragilidad, esto se tradujo en que a PGAs de 0.41g las probabilidades asociadas a

 $\gamma_{max} \ge \gamma_D$ no superan el 21 %, lo cual ilustra que el espectro de diseño de la NCh 2745 predice un desplazamiento de diseño en general superior a los obtenidos para el set de registros de esta investigación. Del mismo modo, del análisis se dedujo que a 0.4*g* es poco probable que los sistemas de aislación alcancen niveles de deformación que detonen endurecimiento de la goma ($F(0.4g) \le 3$ %). En tanto, el evento extremo dado por $\gamma_{max} \ge 4.0$ tiene probabilidades distinguibles de cero recién para PGAs mayores a 0.7*g*.

Finalmente, a modo global se concluye que la alternativa aislada permite reducir significativamente la fragilidad de elementos estructurales y no estructurales a través de una importante disminución simultánea de la demanda de *drifts* y PFAs. Por lo tanto, la implementación de sistemas de aislación en hospitales es una buena medida para proteger sus estructuras y componentes no estructurales, y para mantener su funcionamiento luego de un evento sísmico severo. La consecución de estos beneficios conlleva un mayor costo en términos de volúmenes de hormigón y acero requeridos. La investigación realizada no sólo permitió caracterizar las diferencias entre hospitales aislados y convencionales, sino que también cuantificarlas. Así, los resultados podrán ser utilizados para extender el análisis a un estudio de vulnerabilidad que involucre la estimación de pérdidas económicas debidas a sismos.

BIBLIOGRAFÍA

Abe, M., Yoshida, J., & Fujino, Y. (2004). Multiaxial behaviors of laminated rubber bearings and their modeling. II: Modeling. *Journal of Structural Engineering*, *130*(8), 1133–1144. http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1133)

ACI Comité 318S. (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario. ACI Structural Journal.

ASCE. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13). Reston, Virginia.

Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, *31*(1), 579–599. http://doi.org/10.1193/021113EQS025M

Baker, J. W., & Cornell, C. A. (2006). *Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis*.

Bakhshi, A., & Mostafavi, S. A. (2014). Development of fragility curves for base isolated RC structures. In *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2014* (pp. 2947–2954).

Boroschek, R., & Retamales, R. (2004). *Guía para la reducciónde de la vulnerabilidad en el diseño de nuevos establecimientos de salud*. Washington, D.C.: OPS/Banco Mundial.

Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2010). *Terremoto del Maule Mw* = 8.8 27 *de Febrero de 2010. Informe RENADIC 10/05 Rev.* 2. Santiago.

Bouc, R. (1967). Forced vibration of mechanical systems with hysteresis. In *Proceedings* of the fourth conference on non-linear oscillation. Prague.

Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall.

CSI. (2005). CSI Analysis Reference Manual. Berkeley, California.

de la Llera, J. C., Lüders, C., Leigh, P., & Sady, H. (2004). Analysis, testing, and implementation of seismic isolation of buildings in Chile. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *33*, 543–574. http://doi.org/10.1002/eqe.360

de la Llera, J. C., Vásquez, J., Poulos, A., & Favier, P. (2015). Trends in research and design of structures with seismic protection systems. In *XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2015* (pp. 1–28).

Der Kiureghian, A. (2005). Non-ergodicity and PEER's framework formula. *Earthquake Engineering* and *Structural Dynamics*, *34*(13), 1643–1652.

http://doi.org/10.1002/eqe.504

FEMA. (2003). HAZUS-MH MR4 Technical Manual. Washington, D.C.: National Institute of Building Sciences and Federal Emergency Management Agency (NIBS and FEMA).

Grant, D. (2004). *Bidirectional modelling of high-damping rubber bearings*. ROSE School.

Han, R., Li, Y., & van de Lindt, J. (2014). Seismic risk of base isolated non-ductile reinforced concrete buildings considering uncertainties and mainshock-aftershock sequences. *Structural Safety*, *50*, 39–56. http://doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.03.010

Hidalgo, P. A., Ledezma, C. A., & Jordan, R. M. (2002). Seismic behavior of squat reinforced concrete shear walls. *Earthquake Spectra*, *18*(2), 287–308. http://doi.org/10.1193/1.1490353

Huo, J. R., & Hwang, H. (1996). Fragility of Memphis buildings. In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*. Memphis. Retrieved from http://www.iitk.ac.in

INN. Diseño Sísmico de Edificios (NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009) (2009). Chile.

INN. Diseño Estructural - Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas (NCh 3171 Of. 2010) (2010). Chile.

INN. Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica (NCh 2745 Of. 2013) (2013). Chile.

Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Cifuentes, L. A., & Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures*, 82, 168–185. http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.014

Kelly, J. M., & Konstantinidis, D. A. (2011). *Mechanics of Rubber Bearings for Seismic* and Vibration Isolation (1st ed.). John Wiley & Sons, Ltd. http://doi.org/10.1002/9781119971870

Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2015). Modeling of cyclic shear-flexure interaction in reinforced concrete structural walls. I: Theory. *Journal of Structural Engineering*, *141*(5). http://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001083

Lallemant, D., Kiremidjian, A., & Burton, H. (2015). Statistical procedures for developing earthquake damage fragility curves. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(9), 1373–1389. http://doi.org/10.1002/eqe

Mackie, K. R., & Stojadinovic, B. (2005). Comparison of incremental dynamic, cloud, and stripe methods for computing probabilistic seismic demand models. In *Structures*

Congress 2005. http://doi.org/10.1007/s13398-014-0173-7.2

Massone, L. M., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). Shear-flexure interaction for structural walls. *ACI Special Publication*, 236, 127–150. Retrieved from http://www.concrete.org/Publications/InternationalConcreteAbstractsPortal?m=details&i =18215

Massone, L. M., & Wallace, J. W. (2004). Load-deformation responses of slender reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, *101*(1), 103–113.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLangua geManual.pdf

Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R. C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. In *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads* (pp. 15–22). http://doi.org/http://dx.doi.org/10.5169/seals-13741

MINVU. Decreto Supremo 60, Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado (2011). Chile.

MINVU. Decreto Supremo 61, Diseño Sísmico de Edificios (2011). Chile.

Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. New York: John Wiley & Sons, Inc. http://doi.org/10.1193/1.1586135

Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Report of the Railway Technical Reasearch Institute*.

NIST. (2010). Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors (NIST GCR 10-917-8). Gaithersburg, MD. Retrieved from http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Evaluation+of+the+F EMA+P-

695+Methodology+for+Quantification+of+Building+Seismic+Performance+Factors#0

Orakcal, K., Wallace, J. W., & Conte, J. P. (2004). Flexural modeling of reinforced concrete walls - Model attributes. *ACI Structural Journal*, *101*(5), 688–698. http://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(1994)6:4(453)

Padgett, J. E., Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2008). Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(5), 711–725. http://doi.org/10.1002/eqe

Pant, D. R., & Wijeyewickrema, A. C. (2012). On modeling viscous damping in nonlinear dynamic analysis of base-isolated reinforced concrete buildings. In *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*. Lisboa.

Perotti, F., Domaneschi, M., & De Grandis, S. (2013). The numerical computation of seismic fragility of base-isolated Nuclear Power Plants buildings. *Nuclear Engineering and Design*, 262, 189–200. http://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2013.04.029

Ramamoorthy, S. K., Gardoni, P., & Bracci, J. M. (2006). Probabilistic demand models and fragility curves for reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, *132*(10), 1563–1572. http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:10(1563)

Razvi, S., & Saatcioglu, M. (1999). Confinement model for high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, *125*, 281–289.

Rivera, G. (2015). Determinación de parámetros espectrales de registros sísmicos chilenos en función de propiedades características del suelo. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Journal*, 79(1), 13–27.

Scott, M. H. (2011). Numerical integration options for the force-based beam-column element in OpenSees. Corvallis, OR. Retrieved from http://opensees.berkeley.edu/wiki/images/a/ab/IntegrationTypes.pdf

Taghavi, S., & Miranda, E. (2003). Response Assessment of Nonstructural Building
Elements.Retrievedfromhttp://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2003/0305.pdffrom

Tang, Y., & Zhang, J. (2011). Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil-structure interaction effects. *Engineering Structures*, *33*, 218–229. http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.10.011

Tothong, P., & Luco, N. (2007). Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *36*(13), 1837–1860. http://doi.org/10.1002/eqe

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *31*(3), 491–514. http://doi.org/10.1002/eqe.141

Vulcano, A., Bertero, V. V., & Colotti, V. (1988). Analytical modeling of R/C structural walls. In *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo-Kyoto.

Wen, Y. K. (1976). Method for random vibration of hysteretic systems. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, *1012*(2), 249–263.

Westenenk, B., De La Llera, J. C., Besa, J. J., Junemann, R., Moehle, J., Luders, C., ... Hwang, S. J. (2012). Response of reinforced concrete buildings in Concepcion during the maule earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(SUPPL.1), 257–280. http://doi.org/10.1193/1.4000037

Wight, J. K., & Macgregor, J. G. (2009). *Reinforced Concrete Mechanics and Design* (6th ed.). Upper Saddle River, New Jersey: Pearson Education, Inc.

Yassin, M. H. M. (1994). Nonlinear analysis of prestressed concrete sructures under monotonic and cyclic loads. University of California, Berkeley.

Zhang, J., & Huo, Y. (2009). Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method. *Engineering Structures*, *31*(8), 1648–1660. http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.017

ANEXOS

Criterio	Tipo	Expresión	Número de pisos		
			2	5	8
Tensiones de compresión	FU _{LT}	$\sigma_{LT}/\sigma_{LTadm}$	0.75	0.95	0.86
Deformación angular máxima	FS_{LT}	$0.85\epsilon_b/\gamma_0$	1.56	1.70	1.75
Tensiones en placas de acero	FUst	$\sigma_{sST} / \sigma_{sSTadm}$	0.51	0.47	0.57
	$\mathrm{FU}_{\mathrm{LT}}$	$\sigma_{sLT} / \sigma_{sLTadm}$	0.24	0.30	0.43
Frecuencia vertical	Frecuencia	f _v [Hz]	17.17	17.35	12.16
Pandeo del aislador	FSst	$(P_{cr}/P_{ST})/(A_{ef}/A)$	1.94	3.92	3.04
	FS_{LT}	(P_{cr}/P_{LT})	5.61	8.36	5.31
Reducción de rigidez	Reducción	$(P_{ST}/P_{cr})^2$	0.04	0.02	0.05
Rollout stability	FS_{ST}	$D_{m\acute{a}x}/D_{TM}$	1.87	2.55	3.46
Fuerza de restitución lateral	Incremento	$0.5k_2D_{TD}/W$	0.05	0.04	0.04

A. Principales criterios del diseño de aisladores y sus resultados



B. Diagramas momento-curvatura de muros de hospitales convencionales de $N_s = 2, 5$ y 8 pisos

Nota: Los diagramas se calcularon para las cargas axiales de los muros producto del peso propio sísmico.

C. Periodos resultantes de la modelación en OpenSees

 θ y *u* denotan modos torsionales y traslacionales respectivamente. En tanto, *k* corresponde a la rigidez considerada para los aisladores. Se exhiben periodos asociados a dos valores: la rigidez secante al SDI, k_D , y la rigidez postfluencia del modelo bilineal, k_2 . Todas las cantidades están en segundos.

Modo	Tipo	Número de pisos			
		2	5	8	
1	θ_y	0.149	0.425	0.736	
2	uz	0.136	0.406	0.728	
3	ux	0.135	0.404	0.723	
4	θ_{y}	0.045	0.108	0.183	
5	uz	0.041	0.099	0.173	
6	ux	0.041	0.099	0.172	

i) <u>Hospitales convencionales</u>:

ii) <u>Hospitales aislados</u>:

Modo	Tipo	(a) k = k _{ef} = k _D Número de pisos			Núi	(b) $k = k_2$ mero de p	isos
		2	5	8	2	5	8
1	uz	2.503	2.760	2.952	2.889	3.150	3.424
2	ux	2.500	2.752	2.941	2.886	3.143	3.414
3	θ_y	2.219	2.463	2.643	2.561	2.813	3.069
4	uz	0.300	0.392	0.479	0.301	0.394	0.482
5	ux	0.286	0.371	0.450	0.287	0.373	0.452
6	θ_{y}	0.254	0.333	0.405	0.254	0.335	0.407


D. *Drifts* máximos y PFAs de los hospitales de ocho pisos sometidos al sismo 'constitución' escalado a 0.4g de PGA. (a) Estructuras convencionales y (b) aisladas

E. Relaciones momento-curvatura y tensión-deformación angular de corte de la base del muro del eje B del hospital convencional de ocho pisos sometido al sismo 'constitución' escalado a (a) 0.4g y (b) 0.8g de PGA



Nota: Los diagramas momento-curvatura monótonos se calcularon para la carga axial máxima durante el sismo. Esta es levemente superior a la debida al peso propio.



F. Coeficientes de variación de (a) *drifts*, (b) PFA y (c) γ_{max} en función del PGA. N_s indica el número de pisos de los hospitales convencionales (S/A) y aislados (C/A)

G. Parámetros θ y β de las funciones de fragilidad

i) <u>Medianas (θ) (valores en [g])</u>:

a. Hospitales convencionales:

$\mathbf{N}_{\mathbf{s}}$	LS	S	NS	NS
			DS	AS
2	Slight	0.67	0.64	0.11
	Moderate	0.99	0.86	0.25
	Extensive	4.28	1.30	0.82
	Complete	4.28	4.28	4.28
5	Slight	0.32	0.41	0.10
	Moderate	0.70	0.67	0.30
	Extensive	1.80	1.80	1.19
	Complete	4.28	4.28	4.28
8	Slight	0.24	0.38	0.12
	Moderate	0.58	0.71	0.54
	Extensive	1.29	1.59	1.24
	Complete	4.28	4.28	4.28

b. Hospitales aislados:

N_s	LS	S	NS	NS	ISOL
			DS	AS	
2	Slight	1.34	1.05	0.64	0.65
	Moderate	1.59	1.39	2.44	0.89
	Extensive	1.31	1.31	4.28	1.06
	Complete	4.28	4.28	4.28	1.19
5	Slight	0.90	1.00	0.53	0.54
	Moderate	1.24	1.43	1.30	0.76
	Extensive	1.31	1.31	4.28	0.91
	Complete	4.28	4.28	4.28	1.02
8	Slight	0.71	1.09	0.57	0.69
	Moderate	1.11	1.43	1.30	0.90
	Extensive	1.31	4.28	4.28	1.02
	Complete	4.28	4.28	4.28	1.22

ii) <u>Dispersiones (β) :</u>

a. Hospitales convencionales:

N_s	LS	S	NS	NS
			DS	AS
2	Slight	0.29	0.27	0.29
	Moderate	0.27	0.30	0.25
	Extensive	0.14	0.12	0.26
	Complete	0.14	0.14	0.14
5	Slight	0.47	0.49	0.31
	Moderate	0.54	0.60	0.17
	Extensive	0.41	0.41	0.10
	Complete	0.14	0.14	0.14
8	Slight	0.55	0.55	0.28
	Moderate	0.52	0.47	0.10
	Extensive	0.37	0.28	0.09
	Complete	0.14	0.14	0.14

b. Hospitales aislados:

N_s	LS	S	NS	NS	ISOL
			DS	AS	
2	Slight	0.32	0.43	0.45	0.54
	Moderate	0.28	0.21	0.84	0.53
	Extensive	0.07	0.07	0.14	0.39
	Complete	0.14	0.14	0.14	0.35
5	Slight	0.39	0.32	0.18	0.45
	Moderate	0.28	0.29	0.16	0.49
	Extensive	0.07	0.07	0.14	0.41
	Complete	0.14	0.14	0.14	0.27
8	Slight	0.46	0.24	0.32	0.42
	Moderate	0.21	0.17	0.12	0.37
	Extensive	0.07	0.14	0.14	0.26
	Complete	0.14	0.14	0.14	0.26

Nota: S, NS e ISOL: elementos estructurales, no estructurales y sistema de aislación.