

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**ESCUELA DE POSGRADO**



**Factibilidad técnica y económica de utilizar aislamiento sísmico en  
hospitales peruanos existentes**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGISTER  
EN INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORES:**

Mario Ivan Pino Mendoza  
Paola Isabel Ita Paico

**ASESORES:**

Juan Alejandro Muñoz Peláez  
Sabino Nicola Tarque Ruíz

Abril, 2018

## **RESUMEN**

Después de un evento sísmico, se debe contar con los servicios de salud para el manejo de emergencias; por esta razón, los hospitales más importantes deben estar protegidos sísmicamente. Para el caso de hospitales existentes, una de las alternativas de protección sísmica es el reforzamiento con aislamiento sísmico; sin embargo, no se ha aplicado hasta el momento esta alternativa en el Perú. En este trabajo se evalúa la factibilidad técnica y económica de utilizar aisladores en hospitales existentes de importancia en Perú para mejorar la seguridad sísmica. Se elige al hospital Edgardo Rebagliati Martins (HERM) por ser un edificio hospitalario representativo ubicado en Lima y se establece como objetivo de desempeño que para el sismo máximo esperado ( $T_r=2500$  años), el nivel de daño de la estructura y contenido sea de leve a moderado. En términos de ingeniería, esto se traduce en controlar las derivas y aceleraciones del hospital. En el diseño del sistema de aislamiento se proponen 3 tipos de dispositivos y se plantea ubicar la interfaz de aislamiento en el nivel del sótano de tal manera que se minimicen las interrupciones de las funciones del hospital durante la obra. El método de intervención propuesto consiste en reforzar las columnas, colocar soportes temporales, cortar las columnas, instalar los aisladores y construir las vigas para la interfaz. Luego se enumeran y cuantifican las actividades principales y se estima el costo y plazo del proyecto. Los resultados de este estudio muestran la efectividad del sistema de aislamiento para garantizar la rápida recuperación de las instalaciones hospitalarias debido a que se calcula un daño leve para la estructura en un sismo de período de retorno aproximado de 2500 años. Se concluye que es factible aplicar esta técnica ya que se puede disponer de los recursos necesarios para su implementación; sin embargo, se requerirá de una empresa extranjera especializada con experiencia para que dirija la ejecución del proyecto.

## **AGRADECIMIENTOS**

Los autores agradecen al CONVENIO DE GESTIÓN N° 232-2015 FONDECYT por el soporte brindado a la investigación y a nuestros asesores Alejandro Muñoz y Nicola Tarque por su constante apoyo.

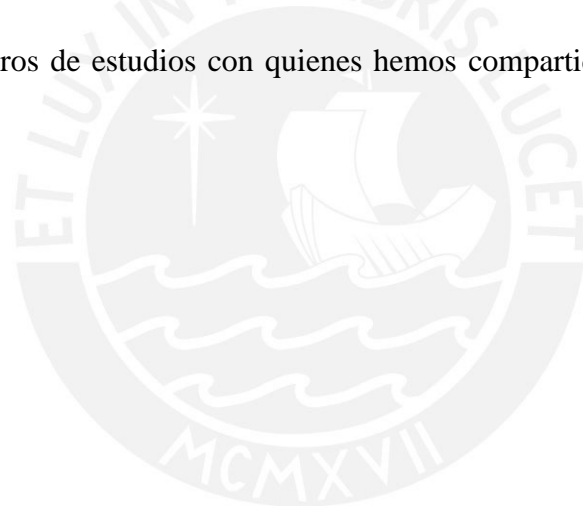
Al Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) y al Dr. Miguel Estrada por el apoyo para el ingreso al hospital Edgardo Rebagliati.

Al maestro y amigo Javier Lermo por sus enseñanzas sobre mediciones de períodos en estructuras y por su apoyo para utilizar los sismógrafos para las mediciones en campo.

Al PhD Guido Camata por su apoyo con la herramienta computacional Midas GEN.

Al candidato a doctorado Nicola Liguori por sus valiosos aportes sobre el hospital Rebagliati.

A nuestros compañeros de estudios con quienes hemos compartido buenos momentos que no olvidaremos.

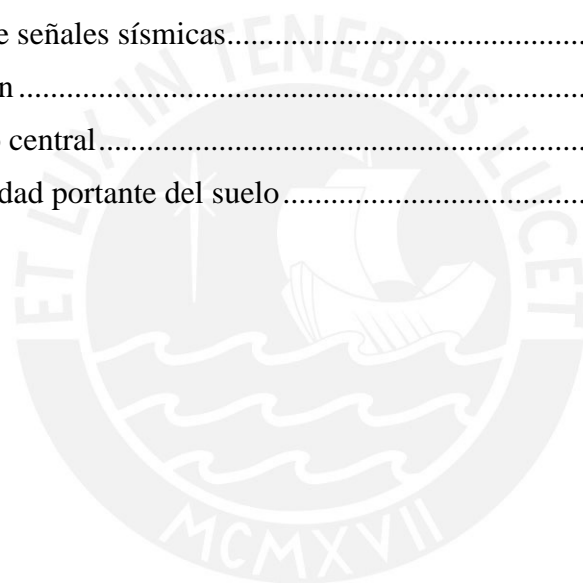


# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN .....	2
AGRADECIMIENTOS .....	3
LISTA DE FIGURAS .....	7
LISTA DE TABLAS .....	11
NOMENCLATURA.....	13
LISTA DE SÍMBOLOS .....	14
1. INTRODUCCIÓN .....	16
1.1 Antecedentes .....	16
1.2 Justificación .....	17
1.3 Objetivos.....	17
1.3.1 Objetivo General.....	17
1.3.2 Objetivos específicos .....	17
1.4 Metodología y plan de trabajo .....	17
2. REFORZAMIENTO DE EDIFICIOS CON AISLAMIENTO SÍSMICO .....	19
2.1 Tipos de aisladores.....	21
2.1.1 Aisladores elastoméricos .....	21
2.1.2 Aisladores deslizantes (Sliding Bearing).....	25
2.1.3 Cross Linear Bearing (CLB).....	30
2.2 Estado del arte del reforzamiento sísmico con aisladores .....	32
2.3 Alternativas de procesos constructivos .....	42
2.3.1 Uplifting .....	42
2.3.2 Aislamiento sísmico con micro túneles .....	43
2.3.3 Método de soportes temporales .....	44
2.3.4 Método de aislamiento sísmico para edificios con muros portantes .....	48
3. CASO DE ESTUDIO.....	50
3.1 Elección del edificio en estudio .....	51
3.1.1 Identificar las alternativas.....	52
3.1.2 Definir factores .....	52
3.1.3 Identificar los atributos de cada alternativa .....	53

3.1.4	Decidir las ventajas de cada alternativa.....	54
3.1.5	Decidir la importancia de cada ventaja (IofA).....	55
3.1.6	Elección del edificio hospitalario .....	55
3.2	Hospital Edgardo Rebagliati Martins .....	57
3.2.1	Características generales.....	57
3.2.2	Estudios previos.....	58
3.2.3	Objetivos de desempeño sísmico - Control de derivas y aceleraciones ...	61
4.	DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE BASE FIJA .....	64
4.1	Metodología usada para el diagnóstico.....	64
4.2	Características estructurales del edificio.....	64
4.3	Modelo .....	68
4.3.1	Modelo inelástico del edificio .....	68
4.3.2	Modelo inelástico para la albañilería.....	71
4.4	Análisis Estático No lineal: Pabellón B .....	72
4.4.1	Curva y espectro de capacidad .....	73
4.4.2	Respuesta al Sismo de 2500 años .....	74
4.5	Análisis Tiempo-Historia: Pabellón B .....	79
4.5.1	Selección y Procesamiento de señales.....	79
4.5.2	Respuesta al Sismo de 2500 años .....	80
4.6	Diagnóstico del sistema estructural .....	85
5.	DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	86
5.1	Nivel de la interfaz de aislamiento .....	86
5.2	Diseño de los aisladores.....	87
5.3	Diseño de vigas y columnas de la interfaz de aislamiento .....	94
5.4	Resultados del análisis Tiempo Historia del edificio aislado .....	97
5.4.1	Estados de daño basados en las derivas de entrepiso .....	97
5.4.2	Estados de daño basados en las aceleraciones de piso .....	98
5.5	Comparación del desempeño entre los modelos de base fija y base aislada ...	98
5.5.1	Estados de daño basados en las derivas de entrepiso .....	99
5.5.2	Estados de daño basados en las aceleraciones de piso .....	101
5.5.3	Estado de las rótulas plásticas .....	102
6.	PROCESO CONSTRUCTIVO Y COSTOS.....	103
6.1	Método constructivo .....	103
6.2	Metodología para la estimación de costos .....	103
6.3	Proceso constructivo .....	104

6.3.1	Identificación de las áreas de trabajo.....	104
6.3.2	Actividades preliminares .....	107
6.3.3	Actividades para las juntas sísmicas.....	108
6.3.4	Actividades para la instalación de los dispositivos .....	110
6.4	Cantidades de trabajo.....	116
6.5	Plazo.....	117
6.6	Costo estimado del reforzamiento .....	119
6.7	Justificación de la Inversión .....	125
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	126
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	129
9.	ANEXOS.....	137
9.1	Anexo de códigos QR de fotografías 360.....	137
9.2	Registros de señales sísmicas.....	138
9.3	Cimentación .....	143
9.3.1	Núcleo central.....	143
9.3.2	Capacidad portante del suelo.....	144



## LISTA DE FIGURAS

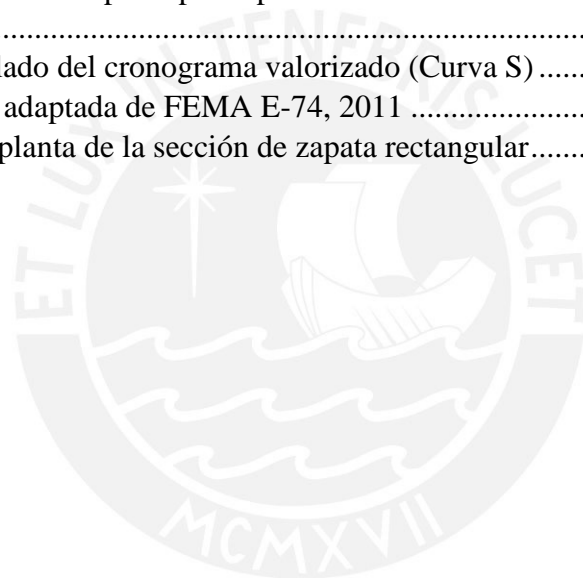
Figura 2-1 Gráfica de los tipos de reforzamiento .....	19
Figura 2-2 Efecto del reforzamiento convencional y con aislación (Adaptado: ATC-40,1996).....	20
Figura 2-3 Aislador elastomérico (Aguiar, 2008) .....	21
Figura 2-4 Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento .....	22
Figura 2-5 Curva histerética de los aisladores elastoméricos.....	22
Figura 2-6 Aislador con láminas de acero (Torunbalci,2004).....	23
Figura 2-7 Módulo de almacenamiento de corte par HDRB (Symans, 2008) .....	23
Figura 2-8 Ratio de amortiguamiento efectivo para HDRB (Symans, 2008) .....	23
Figura 2-9 Aislador de núcleo de plomo (Torunbalci,2004).....	24
Figura 2-10 Modelo bilineal de Aislador de goma (Muñoz,2017).....	24
Figura 2-11 Deslizadores planos (Symans, 2008) .....	25
Figura 2-12 Diagrama fuerza-deformación de un deslizador plano (Symans, 2008).....	26
Figura 2-13 Esquema de dispositivo FPS (Muñoz, 2016).....	26
Figura 2-14 Fuerzas sobre el cojinete de un FPS (Muñoz, 2016) .....	27
Figura 2-15 Diagrama fuerza-deformación de un aislador FPS (Symans, 2008).....	27
Figura 2-16 Modelo clásico de coulomb (Symans, 2008).....	27
Figura 2-17 Simplificación de la relación $\mu$ vs $\dot{x}$ (Symans, 2008) .....	27
Figura 2-18 Propiedades friccionales de los aisladores FPS (Mokha, 1996) .....	28
Figura 2-19 Modelo Bilineal de un aislador FPS .....	28
Figura 2-20 Sección de un aislador de péndulo doble (Morgan & Mahin, 2011).....	29
Figura 2-21 Lazo ideal de histéresis del péndulo doble según la ecuación [ 2-12] (Morgan & Mahin, 2011) .....	29
Figura 2-22 Esquema de un péndulo triple “TP” (EPS Inc.).....	30
Figura 2-23 Esquema de los mecanismos de un triple péndulo de fricción (adaptado de EPS Inc.).....	30
Figura 2-24 Esquema de un Cross Linear Bearing (Fuente: THK).....	31
Figura 2-25 Diagrama de histéresis de un CLB .....	31
Figura 2-26 Coeficiente de fricción versus ratio de carga (THK, 2007).....	31
Figura 2-27 Patente de Touaillon y Patente de Cooper (Carpani,2017).....	32
Figura 2-28 Esquema del aislador elastomérico.....	33
Figura 2-29 Péndulo de fricción .....	34
Figura 2-30 Construcción por fases: Levantamiento de la estructura para la colocación de aisladores (Adaptado: Clemente, 2012).....	43
Figura 2-31 Nuevo sistema de reforzamiento con aisladores.....	44
Figura 2-32 Proceso constructivo por el método de soporte temporal (Masuzawa, 2008) .....	46
Figura 2-33 Detalle de la columna de Concreto Armado después del reforzamiento con “Jacketing” de columnas (Cardone,2014) .....	47
Figura 2-34 Proceso constructivo por el método de soporte temporal (Cardone, 2014) .....	47

Figura 2-35 Rehabilitación del núcleo del ascensor: (a) Vista en planta y (b) detalle del PTFE (politetrafluoroetileno o Teflón)- Deslizadores de acero (Cardone,2014).....	48
Figura 2-36 Etapas de instalación del sistema de aislamiento sísmico en el edificio existente con muros (Adaptada de Melkumyan et al., 2011) .....	49
Figura 3-1 Hospital Edgardo Rebagliati Martins (Fuente: <a href="http://www.iperu.org/">http://www.iperu.org/</a> ).....	53
Figura 3-2 Hospital Nacional Guillermo Almenara (Fuente: <a href="http://infraestructuraperuana.blogspot.pe/">http://infraestructuraperuana.blogspot.pe/</a> ).....	53
Figura 3-3 Hospital Daniel Alcides Carrión (Fuente: <a href="http://www.tvperu.gob.pe">http://www.tvperu.gob.pe</a> ).....	54
Figura 3-4 Hospital Nacional de salud del Niño (Fuente: <a href="http://http://www.unmsm.edu.pe">http://http://www.unmsm.edu.pe</a> ) .....	54
Figura 3-5 Ubicación del Hospital Edgardo Rebagliati (Fuente: Google Maps) .....	57
Figura 3-6 Caso de estudio: Hospital Edgardo Rebagliati (HERM) .....	57
Figura 3-7 Planta de los pabellones A, B, C -Hospital Edgardo Rebagliati Martins ....	58
Figura 3-8 Toma de medición de vibraciones con sismógrafo Güralp 6TD .....	61
Figura 3-9 Niveles de desempeño de mampostería no reforzada (Bilgin & Korini, 2012) .....	63
Figura 4-1 Planta Típica de la edificación (Pabellón A) .....	65
Figura 4-2 Planta Típica de la edificación (Pabellón B) .....	66
Figura 4-3 Planta Típica de la edificación (Pabellón C) .....	67
Figura 4-4 Modelo del Hospital Rebagliati .....	68
Figura 4-5 Esquema no lineal de las rótulas y estados de daño (adaptado de Midas GEN) .....	69
Figura 4-6 Diagrama no lineal de la rótula axial .....	70
Figura 4-7 Diagrama no lineal de la rótula a corte .....	70
Figura 4-8 Diagrama no lineal de la rótula a flexión.....	70
Figura 4-9 Modelo bilineal simplificado .....	71
Figura 4-10 Modelo de puntal propuesto por la Norma E-070 (San Bartolomé,2005)..	71
Figura 4-11 Puntal diagonal y el resorte horizontal para el modelado de la albañilería (Di Criscio ,2008) .....	72
Figura 4-12 Resultados del pushover para el modelo de puntal diagonal y resorte horizontal (Di Criscio ,2008).....	72
Figura 4-13 Modelo No lineal de la albañilería.....	72
Figura 4-14 Curva de capacidad (Fuerza vs desplazamiento).....	73
Figura 4-15 Espectro de capacidad $S_a$ vs $S_d$ .....	73
Figura 4-16 Desempeño de los muros- Dir. X .....	74
Figura 4-17 Desempeño de muros- Dir. Y .....	75
Figura 4-18 Desempeño de la estructura para derivas de entrepiso – Dir. X.....	75
Figura 4-19 Desempeño de la estructura para derivas de entrepiso – Dir. Y .....	76
Figura 4-20 Estado de las rótulas de las columnas para el step 36 – Eje M.....	76
Figura 4-21 Estado de las rótulas de las vigas para el step 36 – Eje M.....	77
Figura 4-22 Estado de las rótulas de las columnas para el step 36 – Eje 23 .....	77
Figura 4-23 Estado de las rótulas de las vigas para el step 36 – Eje 23 .....	78
Figura 4-24 Espectro de las señales y el espectro de la norma E.030 (Tr=2500 años) / Suelo 1- Zona 4 .....	80
Figura 4-25 Desempeño del pabellón B -Derivas de entrepiso-Dir. X .....	80
Figura 4-26 Desempeño del pabellón B-Derivas de entrepiso-Dir. Y .....	81
Figura 4-27 Estado de muros Dir. X-Pabellón B .....	81



Figura 4-28 Estado de muros Dir. Y-Pabellón B .....	82
Figura 4-29 Daño de elementos no estructurales-Dir. X -Pabellón B .....	82
Figura 4-30 Daño de elementos no estructurales-Dir. Y-Pabellón B .....	83
Figura 5-1 Nivel de sótano: a) Esquema actual, b) Esquema del sótano con aislamiento sísmico (metros) .....	86
Figura 5-2 Esquema del comportamiento no lineal del aislador FPS.....	87
Figura 5-3 Aislador de alto amortiguamiento POR LRB y aislador de goma natural ...	88
Figura 5-4 Deslizador elastomérico.....	88
Figura 5-5 Combinación de las histéresis de los aisladores elastoméricos .....	89
Figura 5-6 Histéresis del sistema de aislamiento de los 3 bloques.....	90
Figura 5-7 Gráfico de las histéresis modificadas.....	92
Figura 5-8 Distribución en planta de los aisladores sísmicos.....	92
Figura 5-9 Momentos debido al efecto P-Delta en aisladores elastoméricos (FEMA P-751, 2012).....	94
Figura 5-10 Esquema de las secciones de vigas y columnas de la interfaz de aislamiento .....	95
Figura 5-11 Modelo constitutivo del concreto y del acero .....	95
Figura 5-12 Sección de la viga de la interfaz de aislamiento y de la columna reforzada (Nivel aislamiento) .....	96
Figura 5-13 Diagrama de interacción – Columna 1.20x1.20 .....	96
Figura 5-14 Diagrama de interacción – Ensanche 1.60x1.60.....	96
Figura 5-15 Deriva mínima, máxima y media en X e Y -Nivel de daño en estructura..	97
Figura 5-16 Nivel de daño en muros debido a derivas .....	98
Figura 5-17 Nivel de daño en elementos no estructurales debido a la aceleración .....	98
Figura 5-18 Comparación del nivel de daño de la estructura de base fija (Pabellón B) y la estructura aislada .....	99
Figura 5-19 Comparación del nivel de daño de los muros de la estructura de base fija (Pabellón B) y la estructura aislada .....	100
Figura 5-20 Comparación del nivel de daño de los elementos no estructurales de la estructura de base fija (Pabellón B) y la estructura aislada .....	101
Figura 6-1 Método de soporte temporal (Masuzawa y Hisada ,2004) .....	103
Figura 6-2 Esquema de la metodología de trabajo .....	104
Figura 6-3 Esquema en planta de las estructuras adyacentes a los pabellones (A, B y C) .....	104
Figura 6-4 Esquema en planta de estructuras adyacentes- Piso 1 .....	105
Figura 6-5 Estructuras adyacentes a nivel del primer piso .....	105
Figura 6-6 Esquema de estructuras adyacentes a nivel de sótano .....	106
Figura 6-7 Estructuras adyacentes a nivel del sótano.....	106
Figura 6-8 Cimentaciones del pabellón A, B, C (HERM-Revit) .....	107
Figura 6-9 Zapatas entre el pabellón A-B y B-C (HERM-Revit).....	107
Figura 6-10 Disposición de áreas exteriores circundantes al Rebagliati .....	108
Figura 6-11 a) Columnas adyacentes que comparten zapata con la estructura principal (Color naranja) b) Separación de estructuras adyacentes .....	109
Figura 6-12 Elementos no estructurales retirados (Luca’Trombetta, Castellano, & Cocchio, 2014) .....	110
Figura 6-13 Sótano del pabellón A y B, luego de la demolición de muros y losa(HERM-Revit) .....	111

Figura 6-14 Disposición inferior de los deslizadores (Muñoz, 2017) .....	111
Figura 6-15 Reforzamiento de las columnas y ensanche de la parte inferior (HERM-Revit) .....	112
Figura 6-16 , a) Agujeros en la columna, b) Soportes temporales y gatos hidráulicos (Mazusawa y Hisada, 2004) .....	112
Figura 6-17 a) Corte de columna (Masuzawa, 2004- Modificado); b) Columna luego del corte (HERM-Revit) .....	113
Figura 6-18 Transferencia de la carga vertical a los dispositivos.....	113
Figura 6-19 Bombeo del epóxico .....	114
Figura 6-20 Instalación de los aisladores: a) Vista frontal; b) Vista 3D (HERM-Revit) .....	114
Figura 6-21 Vigas de la interfaz de aislamiento (HERM-Revit).....	114
Figura 6-22 Líneas flexibles de tubería (Fuente: <a href="http://www.metroflex.com">http://www.metroflex.com</a> ) .....	115
Figura 6-23 Construcción de muros divisorios- Pabellón A (HERM-Revit) .....	115
Figura 6-24 Cubierta para junta de expansión (Fuente: Construction Specialties) .....	116
Figura 6-25: Diagrama Tiempo-Espacio para la estimación del tiempo de la cuadrilla de instalación .....	120
Figura 6-26: Acumulado del cronograma valorizado (Curva S) .....	123
Figura 6-27: Imagen adaptada de FEMA E-74, 2011 .....	124
Figura 9-1: Vista en planta de la sección de zapata rectangular.....	143



## LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1 Estrategias para el reforzamiento (ATC-40).....	19
Tabla 2-2 Lista de los principales proyectos (terminados) de edificios reforzados con Aislamiento en la Base (Matsagar y Jangid, 2008) .....	34
Tabla 2-3 Algunos edificios escolares en China reforzados con aislamiento sísmico (Guo et al, 2014). .....	37
Tabla 2-4 Reforzamiento de edificios en Italia con aisladores sísmicos suministrados y en algunos casos instalados por la empresa FIP Industriale (Luca’Trombetta et al., 2014) 41	
Tabla 3-1 Tabla de Hospitales por administración (Palomino y Tamayo,2016).....	50
Tabla 3-2 Hospitales de MINSA en Lima Metropolitana (Palomino & Tamayo, 2016) 50	
Tabla 3-3 Hospitales de ESSALUD e Institutos de Minsa en Lima Metropolitana (Palomino & Tamayo, 2016).....	51
Tabla 3-4 Valor de Reposición de Hospitales (Palomino & Tamayo, 2016).....	52
Tabla 3-5 Niveles de complejidad y categorías de establecimientos de salud – (NTS, 2011).....	52
Tabla 3-6 CBA – Pasos de 1 al 5.....	56
Tabla 3-7 Costo estimado de reforzamiento (Cismid-1997) .....	59
Tabla 3-8 Períodos HERM (CISMID, 1997) .....	60
Tabla 3-9 Períodos - HERM.....	60
Tabla 3-10 Periodos HERM (Estudio 2017) .....	60
Tabla 3-11 Deriva de entrepiso para cada estado de daño (HAZUS-MR4, 2003).....	61
Tabla 3-12 Nivel de desempeño para mampostería no reforzada (Calvi, 1999).....	63
Tabla 4-1 Cargas consideradas para el análisis .....	68
Tabla 4-2 Estados de daño de las rótulas plásticas.....	69
Tabla 4-3 Valores de la figura 4-6.....	70
Tabla 4-4 Valores de la figura 4-7.....	70
Tabla 4-5 Valores de la figura 4-8.....	70
Tabla 4-6 Cantidades de rótulas en el modelo de base fija .....	78
Tabla 4-7 Estados de las rótulas en porcentajes .....	78
Tabla 4-8 Resumen de cantidades y porcentajes de rótulas del modelo de base fija ....	79
Tabla 4-9 Registros sísmicos usados .....	79
Tabla 4-10 Cantidades de rótulas en el modelo de base fija .....	84
Tabla 4-11 Estados de las rótulas en porcentajes .....	84
Tabla 4-12 Resumen de cantidades y porcentajes de rótulas del modelo de base fija ...	84
Tabla 5-1 Propiedades nominales.....	90
Tabla 5-2 Estimación de propiedades de la interfaz.....	90
Tabla 5-3 Factores de modificación del ASCE 7/16 para fabricantes de calidad .....	91
Tabla 5-4 Parámetros de los diagramas de histéresis propuestos.....	91
Tabla 5-5 Propiedades de los aisladores (catálogo de Bridgestone) .....	93
Tabla 5-6 Propiedades de los CLB .....	93
Tabla 5-7 Cantidades de rótulas del pabellón B aislado.....	102

Tabla 5-8 Estado de las rótulas del pabellón B aislado .....	102
Tabla 5-9 Resumen de cantidades y porcentajes de rótulas del pabellón B aislado.....	102
Tabla 6-1 Actividades principales del proceso constructivo .....	116
Tabla 6-2 Estimación de plazos por actividad.....	118
Tabla 6-3 Partidas principales para la elaboración de los costos .....	119
Tabla 6-4 Desglose de costo para la estimación del precio de instalación de los dispositivos de aislamiento.....	120
Tabla 6-5 Presupuesto estimado.....	121
Tabla 6-6 Costo de hospital aislado.....	124
Tabla 6-7 Costo aproximado - Nuevo HERM.....	124



## NOMENCLATURA

ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	Applied Technology Council
C°A°	Concreto armado
CBA	Sistema de toma de decisiones por ventajas
CISMID	Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
CLB	Cross Linear Bearing
ESSALUD	Seguro social de salud
EW	East-West
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FPS	Sistema de péndulo de fricción
GIS	Geographic Information System
HAZUS	GIS analysis tool developed by FEMA
HDRB	High damping rubber bearings
HERM	Hospital Edgardo Rebagliati Martins
LDRB	Low damping rubber bearings
LRB	Lead rubber bearings
MCE	Maximum Considered Earthquake
MINSA	Ministerio de Salud
NS	North-South
PGA	Peak ground acceleration
PTFE	PolyTetraFlouroEthylene
SISEB	Seismic Isolation Structure for Existing Buildings
SVPC	Seismic vibrations passive control
UD	Up-Down
USD	United States Dollars

## LISTA DE SÍMBOLOS

$C_s$	Curva de capacidad para una estructura reforzada
$C_u$	Curva de capacidad para una estructura no reforzada
$D_s$	Curva de demanda para una estructura reforzada
$D_u$	Curva de demanda para una estructura no reforzada
$D_y$	Desplazamiento de fluencia
$D_y$	Desplazamiento de fluencia
$D_{PLAT}$	Desplazamiento de la plataforma de aislamiento
$D_{TM}$	Desplazamiento máximo considerando la torsión accidental
$E$	Módulo elástico
$f'_c$	Resistencia del concreto
$f_y$	Esfuerzo de fluencia del acero
$F_{FR}$	Fuerza de fricción
$F_R$	Fuerza de restauración
$F_y$	Fuerza de fluencia
$g$	Aceleración de la gravedad
$G$	Módulo de corte
$K_1$	Rigidez inicial
$K_2$	Rigidez post fluencia
$K_{eff}$	Rigidez efectiva
$K_0$	Rigidez inicial
$lofA$	Importancia de cada ventaja
$MCE$	Máximo sismo esperado
$M_n$	Resistencia nominal a flexión de la sección de concreto armado
$N$	Fuerza Normal
$P-\Delta$	Momentos P-delta producido por carga axial y desplazamiento de aislador
$P_n$	Resistencia nominal a fuerza axial de la sección de concreto armado
$Q$	Resistencia característica, fuerza de activación
$S$	Factor de suelo
$T$	Período fundamental del edificio
$T_{aislado}$	Período aislado
$T_{eff}$	Período efectivo
$T_{fijo}$	Período del modelo de base fija
$T_r$	Período de retorno
$V_b$	Fuerza cortante
$V_m$	Resistencia al corte
$W$	Peso de la estructura encima de la interfaz de aislamiento
$W_d$	Área del ciclo de histéresis
$Z$	Factor de zona, determina la aceleración en la roca para el sismo de diseño
$\alpha$	Razón de proporción entre la primera y segunda rigidez

$\beta_{\text{eff}}$	Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento
$\gamma$	Distorsión a corte del dispositivo de aislamiento
$\varepsilon$	Deformación unitaria
$\Theta$	Ángulo de inclinación del cojinete
$\lambda_{\text{max}}$	Factor de modificación de propiedad para el cálculo del valor máximo de la propiedad del aislador de interés, utilizado para tomar en cuenta todas las fuentes de variabilidad de las propiedades del aislador
$\lambda_{\text{min}}$	Factor de modificación de propiedad para el cálculo del valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, utilizado para tomar en cuenta todas las fuentes de variabilidad de las propiedades del aislador
$\mu$	Fricción para la interface teflón-acero en los aisladores de fricción.
$\mu_{\text{max}}$	Coefficiente de fricción a velocidades altas
$\mu_{\text{min}}$	Coefficiente de fricción a velocidades bajas
$\xi_{\text{eff}}$	Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento
$\sigma$	Esfuerzo de compresión del dispositivo
$\phi$	Díámetro de la barra de acero, factor de reducción de resistencia (menos a la unidad)



# **1. INTRODUCCIÓN**

El aislamiento sísmico está ganando aceptación en todo el mundo como una alternativa atractiva para mejorar sísmicamente los diferentes tipos de estructuras con un mínimo de impacto en la arquitectura del proyecto. Es uno de los sistemas más efectivos y prácticos contra los sismos tanto en estructuras nuevas como en las existentes (Guo et al., 2012). Las experiencias observadas en edificaciones que han resistido exitosamente los efectos de sismos de gran magnitud otorgan confianza en la utilización de estos sistemas de protección (Aguilar, 2008). Además, existe una gran cantidad de estudios numéricos y experimentales que demuestran la aplicabilidad y el potencial del aislamiento para proteger incluso edificaciones diseñadas con códigos sísmicos antiguos (Cardone y Gesualdi, 2014).

Actualmente, se cuenta con normativas que establecen los requerimientos y disposiciones para el diseño sísmico de estructuras aisladas como los códigos americanos ASCE/SEI 7-10, FEMA 356 y en Sudamérica el código chileno NCh2745. Además, se dispone de conocimiento suficiente para representar estos dispositivos en un modelo matemático. Asimismo existe experiencia, aunque reducida, de la implementación de estos sistemas en estructuras existentes en el mundo y se cuenta con estimaciones económicas que han demostrado su rentabilidad en ciertos países (Cardone et al., 2014).

Por lo anterior, la presente tesis tiene como objetivo contribuir a la seguridad sísmica de los hospitales en el Perú evaluando la factibilidad técnica y económica de utilizar aisladores como sistema de protección sísmica en hospitales peruanos existentes.

## **1.1 Antecedentes**

En el mundo ya se ha empleado el aislamiento sísmico en edificaciones existentes. Incluso se ha utilizado esta tecnología en edificaciones de gran altura como el “Oakland City Hall” (EEUU) de 98 metros, el “San Francisco City Hall” (EEUU) de 94 metros y “Los Ángeles City Hall” (EEUU) de 138 metros de altura. Este último es el edificio más alto del mundo en la que se ha utilizado este sistema de protección sísmica (Naeim y Kelly, 1999). En el rubro de estructuras hospitalarias, el reforzamiento con aislamiento sísmico en la base se ha utilizado con la finalidad de garantizar que los hospitales sigan funcionando durante e inmediatamente después del evento sísmico.

La norma peruana de diseño sismoresistente (E-030) del 2016 establece que los establecimientos de salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud, ubicados en las zonas sísmicas 4 y 3 del mapa sísmico del Perú, deben ser diseñados con aislamiento sísmico de base; sin embargo, no hace mención a la utilización de este sistema en los hospitales existentes.



Por otro lado, la Política Nacional de Hospitales Seguros frente a los Desastres (Plan de Acción 2017-2021) , principal instrumento orientador de la gestión de riesgo de desastre en los establecimientos de salud, indica que se debe garantizar el funcionamiento de éstos con el máximo de su capacidad y en su misma infraestructura durante y después de un evento adverso cumpliendo de esa manera el deber del Estado de proteger la vida de la población de manera permanente, incluso inmediatamente después de un desastre.

## **1.2 Justificación**

El tema de investigación es evaluar la posibilidad de utilizar aislamiento sísmico como protección de hospitales existentes en funcionamiento. En el Perú aún no hay experiencia en la protección sísmica de una estructura existente utilizando esta tecnología, menos aún en una edificación esencial como un hospital.

De acuerdo con los estudios del CISMID para Minsa-OPS-EsSalud en 1997, se concluyó que frente a un sismo severo se afectarían transitoriamente los procesos hospitalarios de diversos centros de salud en el Perú. Por lo tanto, es importante hacer un estudio que sustente la factibilidad técnica y económica de usar aislamiento sísmico en hospitales peruanos existentes.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

- Contribuir a la seguridad sísmica de los hospitales existentes en el Perú.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

- Desarrollar el diseño del sistema de aislamiento sísmico de un hospital existente.
- Desarrollar el diseño del proceso constructivo del sistema de aislamiento y estimar los costos respectivos.
- Generar recomendaciones sobre la utilización de aislamiento sísmico en el caso de estudio y en estructuras de similar configuración.

## **1.4 Metodología y plan de trabajo**

**Actividad 1:** Buscar información bibliográfica y estudiar los conceptos teóricos

- Recopilación de información (artículos, tesis, etc.) relacionada al mejoramiento del desempeño sísmico de edificaciones existentes.
- Buscar información sobre los principales edificios hospitalarios en Lima.
- Estudiar los diferentes sistemas de aislamiento sísmico.
- Estudiar los métodos de análisis y diseño de aislamiento de base para edificios aporticados.

**Actividad 2:** Estudiar las técnicas constructivas

- Estudiar experiencias utilizadas en proyectos similares en el mundo para lo cual se revisarán artículos o trabajos de proyectos realizados en otros países.
- Consultar con empresas sobre su experiencia en la aplicación de aislamiento de base en estructuras existentes.
- Escoger un proceso constructivo que sea el más adecuado para el caso de estudio luego de haber estudiado la bibliografía sobre experiencias ya realizadas.

**Actividad 3:** Establecer objetivos de desempeño y realizar el diagnóstico del hospital

- Buscar y estudiar información del hospital caso de estudio (características, estudios previos, etc.)
- Evaluar descriptivamente a la estructura de acuerdo con normas internacionales y parámetros característicos.
- Estimar los objetivos de desempeño del hospital
- Realizar conclusiones sobre el diagnóstico del estado actual del hospital existente.

**Actividad 4:** Diseñar el sistema de aislamiento

- Diseñar el sistema de aislamiento sísmico. La modelación se realizará mediante una herramienta computacional.
- Diseñar la interfaz de aislamiento y los elementos a reforzar.

**Actividad 5:** Diseñar el proceso constructivo del proyecto

- Describir las actividades principales para la instalación del sistema de aislamiento.
- Definir los equipos, maquinaria y cuadrillas para cada una de las actividades principales.

**Actividad 6:** Estimar los plazos y costos

- Estimar la cantidad de recursos a utilizar y el plazo necesario de los trabajos.
- Elaborar el cronograma de obra y la estimación de costos.

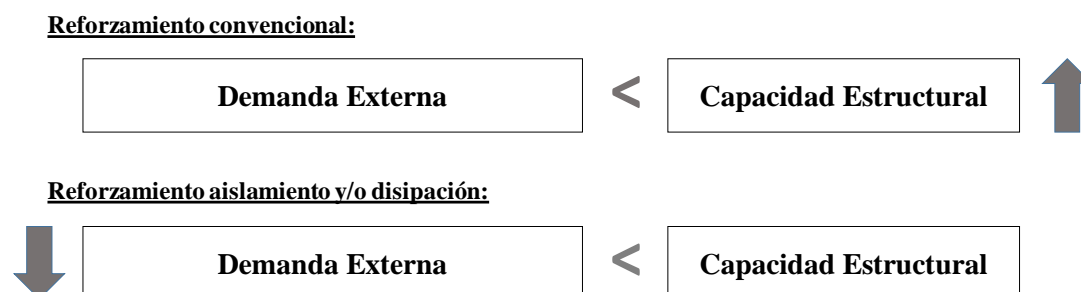
## **2. REFORZAMIENTO DE EDIFICIOS CON AISLAMIENTO SÍSMICO**

Las estrategias para el reforzamiento sísmico de un edificio existente de concreto armado dependen del peligro sísmico del sitio, del uso del edificio (la ocupación), del nivel de desempeño sísmico deseado y de las deficiencias estructurales del mismo. En la tabla 2-1 se muestran las diferentes estrategias de reforzamiento, según la ATC-40. En este trabajo las estrategias que no reducen las demandas sísmicas se denominan reforzamientos convencionales.

*Tabla 2-1 Estrategias para el reforzamiento (ATC-40)*

<b>Estrategias para el reforzamiento</b>		
<b>Fortalecimiento y rigidización del sistema</b>	<b>Mejoramiento de la capacidad de deformación</b>	<b>Reducción de la demanda del sismo</b>
Adición de muros de corte	Adición de confinamiento	Aislamiento de base
Adición de diagonales	Reforzamiento de columnas	Disipación de energía
Adición de pórticos	Reducción de rigidez lateral	
Adición de contrafuertes		

En el reforzamiento con aislamiento sísmico se reducen las demandas sísmicas, es decir, en lugar de modificar la capacidad del edificio para soportar las fuerzas y deformaciones inducidas por el sismo, se modifica la respuesta de la estructura de tal manera que se reducen las demandas de fuerzas y deformaciones (figura 2-1). Los métodos para lograr la disminución de la demanda de los sismos incluyen la instalación de sistemas de disipación de energía y de sistemas de aislamiento. En este trabajo se realizará el estudio del reforzamiento con aisladores sísmicos.



*Figura 2-1 Gráfica de los tipos de reforzamiento*

El aislamiento sísmico puede ser una estrategia de reforzamiento efectiva si las deficiencias estructurales son atribuibles a fuerzas sísmicas o deformaciones excesivas, o

si se desea proteger contenidos importantes y componentes no estructurales de los daños (ASCE 41-13).

Cuando una estructura es aislada sísmicamente, los aisladores se instalan entre la superestructura y sus cimientos. Esto produce un sistema (estructura y aisladores) con una traslación de cuerpo casi rígida de la estructura por encima de los aisladores. La mayor parte de la deformación debido a un sismo ocurre dentro de los aisladores, los cuales tienen excelentes características de disipación de energía (amortiguamiento). Por esta razón, el aislamiento sísmico es a menudo una estrategia apropiada para la protección de edificios patrimoniales, edificaciones con contenidos o equipos valiosos y edificios de funciones importantes (IST Group, 2004).

Los mecanismos del reforzamiento sísmico convencional y con aislamiento se muestran en la figura 2-2 por medio de sus efectos en las curvas de demanda sísmica y capacidad estructural.

$C_s$  = Curva de capacidad para una estructura reforzada

$D_s$  = Curva de demanda para una estructura reforzada

$C_u$  = Curva de capacidad para una estructura no reforzada

$D_u$  = Curva de demanda para una estructura no reforzada

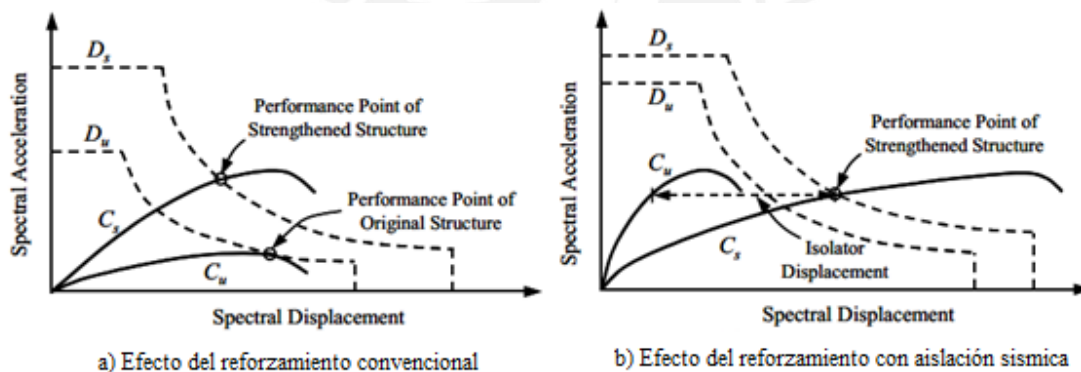


Figura 2-2 Efecto del reforzamiento convencional y con aislación (Adaptado: ATC-40,1996)

El efecto típico del método convencional de reforzamiento se muestra en la figura 2-2(a). Las aplicaciones convencionales de reforzamiento generalmente conducen a un aumento de la rigidez y de la capacidad de carga lateral de la estructura. Esto se muestra por la curva de capacidad ( $C_s$ ), que tiene una mayor pendiente y pico en comparación a la curva de capacidad no reforzada ( $C_u$ ). Debido al aumento de rigidez, el período fundamental disminuye y la demanda sísmica en la estructura también se incrementa, como lo muestra la curva de demanda ( $D_s$ ), en comparación con la curva no reforzada ( $D_u$ ). El desempeño general de la estructura mejora como lo demuestran las ubicaciones de los puntos de desempeño en el eje de desplazamiento espectral para antes y después del reforzamiento.

Por otra parte, el aislamiento sísmico aumenta significativamente el período fundamental y la capacidad de deformación de la estructura, como se muestra en la curva de capacidad con aislamiento ( $C_s$ ), ver figura 2-2(b). Esto parece algo contradictorio, pues el aislamiento de base es conocido por disminuir la demanda sísmica en la estructura; sin

embargo, la curva de demanda para la estructura aislada ( $D_s$ ) se muestra mayor que la de condición de base fija ( $D_u$ ). Esto se debe a que la disipación de energía en una estructura aislada es significativamente diferente a una en condición de base fija. Debido a la baja rigidez del sistema de aislamiento, el amortiguamiento efectivo para un cierto desplazamiento espectral es menor en la estructura aislada, lo que resulta en una mayor demanda sísmica aparente; sin embargo, gran parte de la demanda tiene lugar en el nivel de aislamiento y de esta forma el edificio puede tolerar el aparente aumento en la demanda sísmica, lo que resulta en un nivel de desempeño satisfactorio.

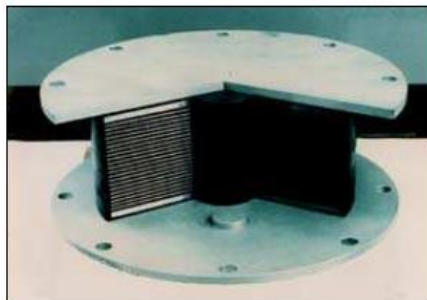
## **2.1 Tipos de aisladores**

El aislamiento de base es una aplicación del enfoque de control pasivo. Al igual que en los disipadores de energía, hay una gran cantidad de tipos de aisladores de base; sin embargo, en esta sección se hará una breve descripción de los aisladores elastoméricos y los deslizantes.

### **2.1.1 Aisladores elastoméricos**

Los aisladores elastoméricos originalmente estaban hechos de caucho natural; más tarde, sus propiedades se mejoraron al agregarles láminas de acero. Es decir, los aisladores se componían de un conjunto de capas de goma alternadas con láminas de acero, unidas entre sí mediante un proceso de vulcanización. De esta forma, la rigidez lateral del dispositivo está controlada por el espesor de las capas de goma. Por otro lado, la rigidez vertical soporta el peso del edificio y está controlada por la rigidez de las láminas de acero que impiden la expansión lateral de las capas de goma ante una carga vertical. En la figura 2-3 se muestra un aislador elastomérico.

Una manera de aumentar la capacidad de disipación de estos dispositivos es agregando aditivos a la goma para aumentar sus propiedades de amortiguamiento o añadiendo un núcleo de plomo en el centro para aprovechar sus propiedades de disipación (Aguilar, 2008).

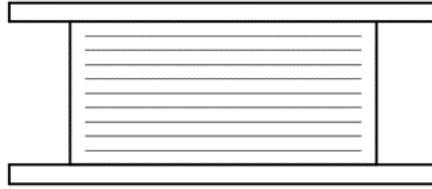


*Figura 2-3 Aislador elastomérico (Aguilar, 2008)*

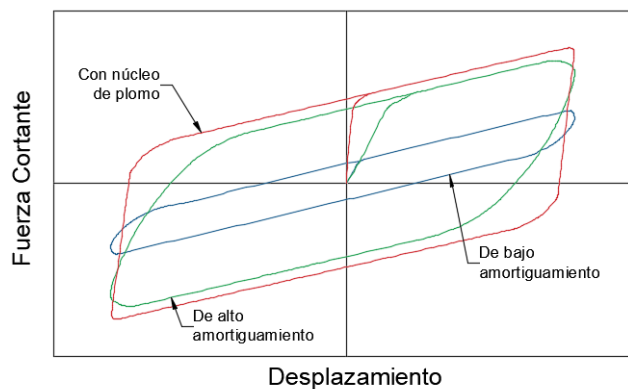
#### **2.1.1.1 Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB)**

Entre sus principales propiedades se tiene que cuentan con un bajo amortiguamiento (2-3%) y una deformación máxima por corte del 100%. Los LDRB se modelan y fabrican fácilmente y el costo de fabricación es relativamente bajo en comparación con otros dispositivos. Además, sus propiedades son independientes de la temperatura y el

envejecimiento; sin embargo, debido a su bajo amortiguamiento, un sistema de aislamiento conformado con este tipo de dispositivos necesita ser combinado con elementos adicionales de disipación para controlar elevados desplazamientos laterales. En la figura 2-4 se muestra una imagen de un LDRB y en la figura 2-5 se muestra su diagrama Fuerza- Deformación.



*Figura 2-4 Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento*



*Figura 2-5 Curva histerética de los aisladores elastoméricos*

### 2.1.1.2 Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Un método para aumentar el amortiguamiento a los aisladores elastoméricos es modificar las propiedades del caucho. Los HDRB son fabricados añadiéndoles carbón negro extrafino, aceites o resinas y aditivos especiales con el fin de aumentar su amortiguamiento (10 – 20%). Además, su capacidad de deformación por corte es de 200% a 350%.

El amortiguamiento efectivo de un HDRB está en función de las deformaciones de corte del dispositivo (figura 2-7 y figura 2-8). Las propiedades mecánicas del HDRB son afectadas por los efectos del envejecimiento, la temperatura y el desgaste. En la figura 2-6 se muestra una imagen de un HDRB y en la figura 2-5 se muestra el diagrama Fuerza-Deformación de este dispositivo.

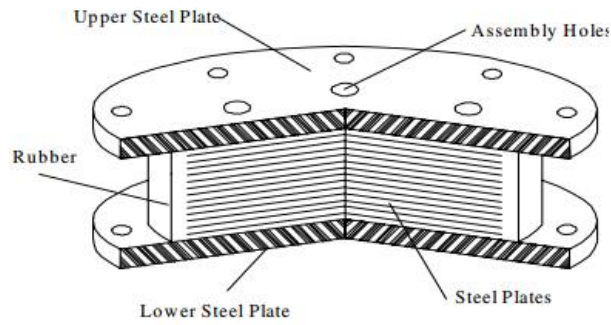


Figura 2-6 Aislador con láminas de acero (Torunbalci,2004)

En la figura 2-7 y figura 2-8 se muestra que la rigidez y amortiguamiento de los HDRB disminuyen con el incremento de la deformación por corte.

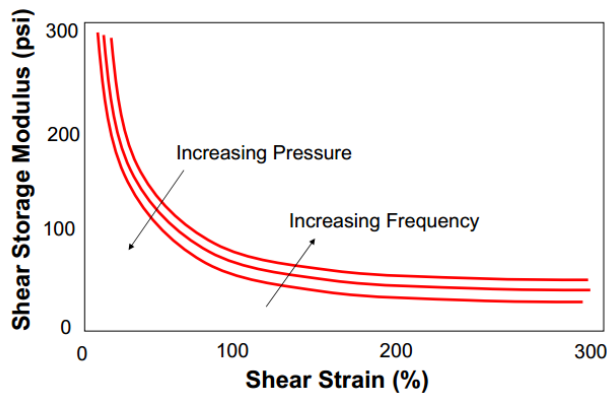


Figura 2-7 Módulo de almacenamiento de corte par HDRB (Symans, 2008)

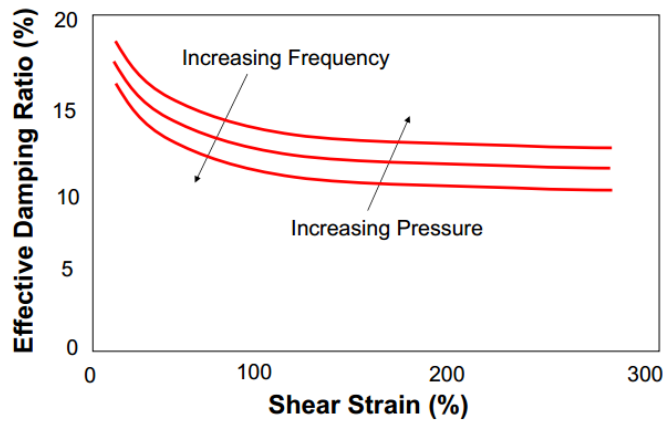


Figura 2-8 Ratio de amortiguamiento efectivo para HDRB (Symans, 2008)

### 2.1.1.3 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los LRB son similares a los aisladores LDRB, pero cuentan con un núcleo de plomo en el centro que les permite incrementar su capacidad de disipación de energía hasta un 25% o 30%. Esto sucede cuando la deformación lateral del aislador produce la fluencia del plomo, el cual disipa energía en forma de calor. La fatiga del plomo no es un problema,

ya que el plomo se recristaliza a temperaturas normales. Adicionalmente, la máxima deformación por corte de estos dispositivos es de 125% a 200%.

En la figura 2-9 se muestra una imagen del LRB. Adicionalmente, en la figura 2-5 se muestra su diagrama Fuerza- Deformación, en el cual se observa que el área que encierra la curva de histéresis (energía disipada) es considerablemente mayor respecto a los otros dispositivos. Se distingue que la rigidez inicial es mucho mayor que el HDRB y, en consecuencia, disipa más energía.

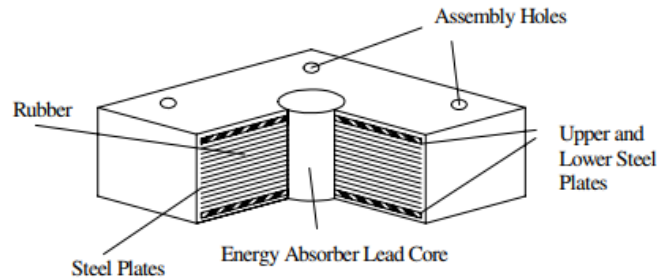


Figura 2-9 Aislador de núcleo de plomo (Torunbalci,2004)

#### 2.1.1.4 Parámetros del modelo bilineal y lineal - Aisladores elastoméricos

El modelo bilineal mostrado en la figura 2-10 se asemeja a las curvas de histéresis de los dispositivos elastoméricos. Los parámetros principales son los siguientes:

- K1, K2:** Rigidez inicial y rigidez post fluencia
- Fy, Dy:** Fuerza y desplazamiento de fluencia
- Q:** Resistencia característica
- Wd:** Área del ciclo de histéresis

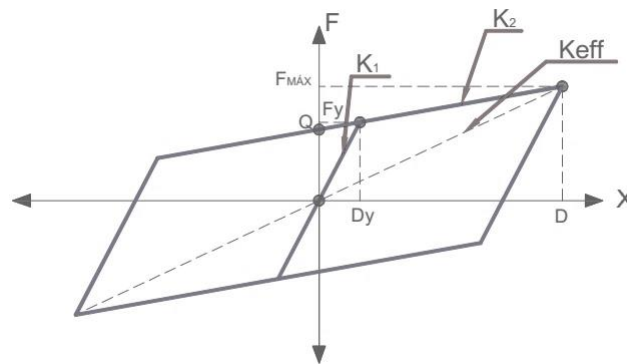


Figura 2-10 Modelo bilineal de Aislador de goma (Muñoz,2017)

Del modelo bilineal se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$F_y = K_1 D_y \quad [2-1]$$

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad [2-2]$$

$$F_{Máx} = F_y + K_2 (D - D_y) \quad [2-3]$$

$$W_d = 4Q(D - D_y) \quad [2-4]$$



Los parámetros que determinan al modelo lineal son: la rigidez efectiva ( $K_{eff}$ ), que representa la rigidez del aislador, y el amortiguamiento efectivo ( $\beta_{eff}$ ):

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad [2-5]$$

$$\beta_{eff} = \frac{W_d}{2\pi K_{eff} D^2} \quad [2-6]$$

## 2.1.2 Aisladores deslizantes (Sliding Bearing)

Este sistema de aislación sísmica permite disipar energía por medio de fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. Los aisladores deslizantes utilizan superficies de deslizamiento (esféricas o planas) de acero inoxidable pulido sobre la que desliza una placa de acero revestida con un material compuesto de PTFE (“PolyTetraFlouroEthylene”), conocido también como teflón.

La fuerza lateral es resistida por el producto de la carga vertical aplicada sobre el cojinete y el coeficiente de fricción. Este coeficiente de fricción depende de la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto y el envejecimiento (CDT,2012).

### 2.1.2.1 Deslizadores planos

La figura 2-11 muestra un deslizador plano. Estos deslizadores no incrementan el período a la estructura, sólo limitan la fuerza cortante transmitida a la estructura. La principal desventaja es que no pueden volver a su posición original por sí mismos. Por tanto, deben ser acompañados con aisladores tipo HDRB o LRB para que regresen a la estructura a su posición original luego de un sismo. Esto se debe a que una vez que la fuerza lateral impuesta es menor que la resistencia generada por la fricción, el movimiento de la estructura del edificio se detiene y hace que la estructura se mantenga a cierta distancia de su posición original. El diagrama Fuerza- Deformación de este dispositivo se muestra en la figura 2-12.

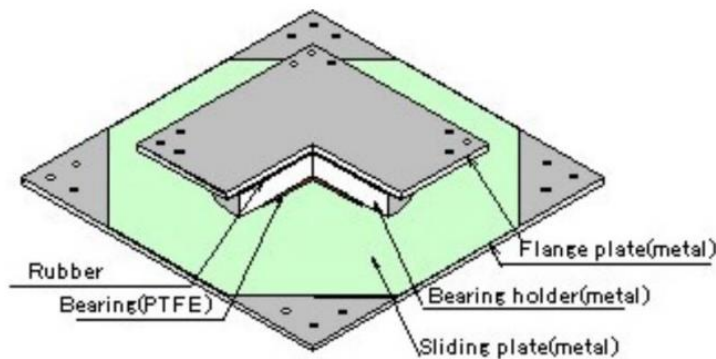


Figura 2-11 Deslizadores planos (Symans, 2008)

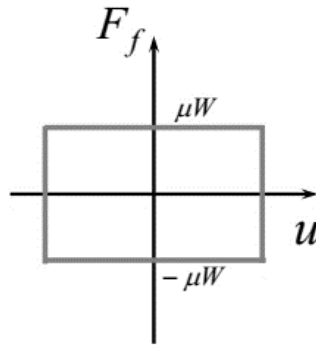


Figura 2-12 Diagrama fuerza-deformación de un deslizador plano (Symans, 2008)

### 2.1.2.2 Péndulo simple

La figura 2-13 muestra un aislador de tipo péndulo simple, este dispositivo es activado sólo cuando la fuerza de corte sobre la interfaz de aislamiento supera a la fuerza de fricción estática. Luego de esto el cojinete articulado se activa y se mueve a lo largo de la superficie esférica. El coeficiente de fricción se rige por la carga vertical y la velocidad aplicada.

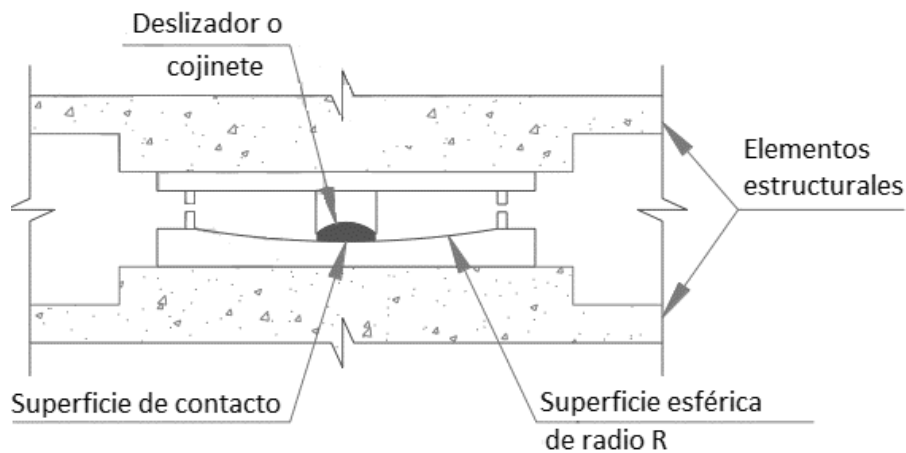


Figura 2-13 Esquema de dispositivo FPS (Muñoz, 2016)

La figura 2-14 muestra las fuerzas internas que se producen en el cojinete, cuando este se desplaza una distancia  $X$ . Durante el movimiento sísmico, debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento, la fuerza vertical tendrá un componente tangencial que impulsará a centrar el sistema ( $F_R$ ). Esta fuerza restitutiva del sistema, a diferencia de los apoyos deslizantes planos, le permite al sistema la ventaja de tener un autocentrado propio.

- W:** Carga Axial
- $\Theta$ :** Ángulo de inclinación del cojinete
- N:** Fuerza Normal
- $F_{FR}$ :** Fuerza de fricción
- $F_R$ :** Fuerza de restauración

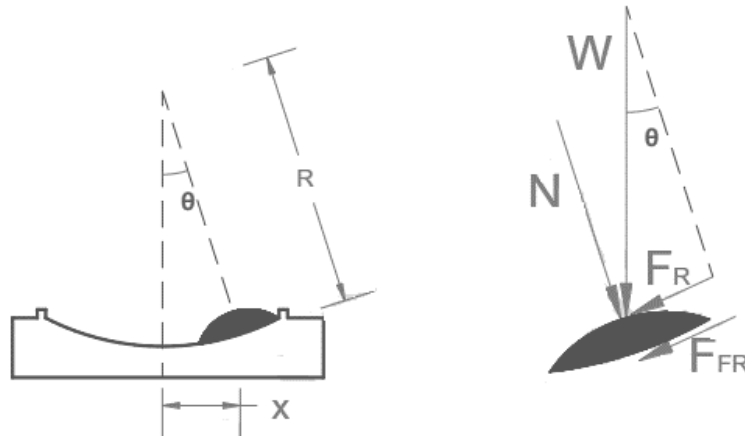


Figura 2-14 Fuerzas sobre el cojinete de un FPS (Muñoz, 2016)

El diagrama Fuerza- Deformación de este dispositivo se muestra en la figura 2-15.

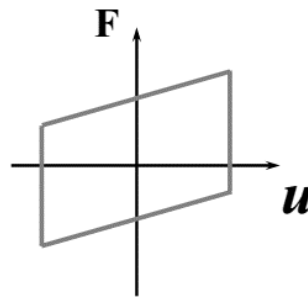


Figura 2-15 Diagrama fuerza-deformación de un aislador FPS (Symans, 2008)

La figura 2-16 y figura 2-17 muestra que el coeficiente de fricción aumenta considerablemente a alta velocidad (Symans, 2008).

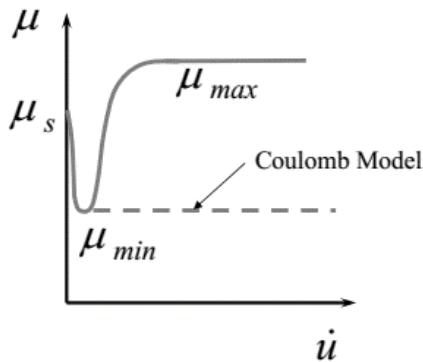


Figura 2-16 Modelo clásico de Coulomb (Symans, 2008)

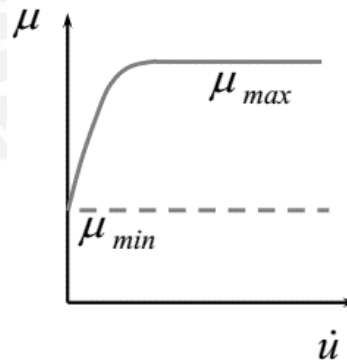


Figura 2-17 Simplificación de la relación  $\mu$  vs  $\dot{x}$  (Symans, 2008)

Adicionalmente, la figura 2-18 muestra que, a mayor carga vertical aplicada, el coeficiente de fricción disminuye. Esto se debe a que las aceleraciones verticales y momentos volcantes causan fluctuaciones en la carga axial transportada por los cojinetes. Por ejemplo, las propiedades mecánicas de fricción se ven afectadas por un aumento instantáneo en la carga axial, provocando un aumento instantáneo de la rigidez y de la fuerza de fricción.

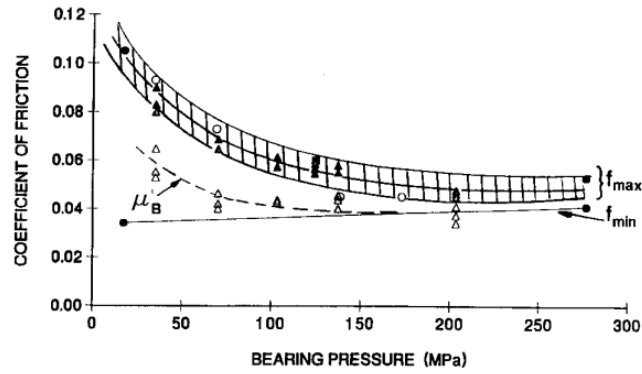


Figura 2-18 Propiedades friccionales de los aisladores FPS (Mokha, 1996)

En la figura 2-19 se muestra el modelo bilineal de un FPS, éste se asemeja a las curvas de histéresis de los elastómeros y tiene los siguientes parámetros:

- $K_2$ : Rigidez post fluencia (depende del peso y Radio de curvatura)
- $Q_d$ : Resistencia característica (depende de la fricción y peso)
- $W_d$ : Área del ciclo de histéresis
- $F_{m\acute{a}x}$ : Fuerza máxima

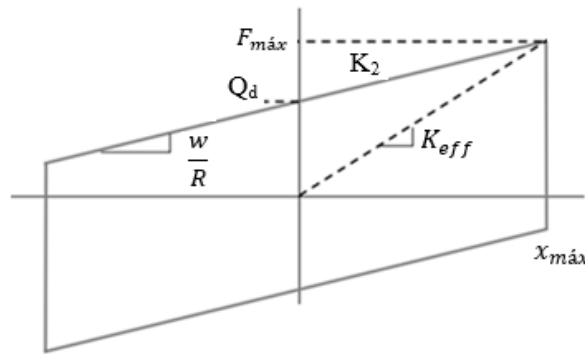


Figura 2-19 Modelo Bilineal de un aislador FPS

$$Q_d = \mu W \quad [2-7]$$

$$K_2 = \frac{W}{R} \quad [2-8]$$

$$F_{m\acute{a}x} = \frac{W}{R} x_{m\acute{a}x} \pm \mu W \quad [2-9]$$

Finalmente, la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo para un modelo equivalente lineal elástico se obtienen de las siguientes ecuaciones:

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{x_{m\acute{a}x}} + \frac{W}{R} \quad [2-10]$$

$$\xi_{eff} = \frac{A_H}{2\pi K_{eff} x_{m\acute{a}x}^2} \quad [2-11]$$

### 2.1.2.3 Péndulo doble

A diferencia de los péndulos simples, los péndulos dobles tienen mayor versatilidad cuando se trata de su diseño ya que tienen radios de curvatura y coeficientes de fricción que son específicos en cada uno de sus mecanismos independientes. Los parámetros que caracterizan su comportamiento cíclico son  $(R_1, \mu_1)$  y  $(R_2, \mu_2)$  para las interfaces cóncavas y  $(h_1, h_2)$  para la relación cinemática entre la posición de las dos superficies cóncavas (Fenz and Constantinou, 2006).

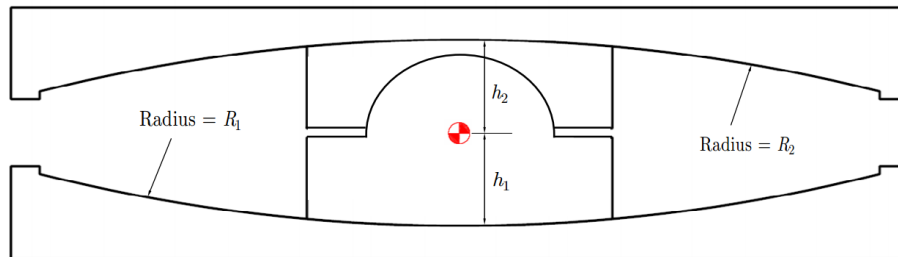


Figura 2-20 Sección de un aislador de péndulo doble (Morgan & Mahin, 2011)

El modelo de histéresis se puede deducir de considerar que diferentes péndulos simples están conectados en serie. De este concepto se obtiene lo mostrado en la ecuación [ 2-12].

$$V_b = \left( \frac{W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \right) u_b + \frac{W\mu_1(R_1 - h_1) + W\mu_2(R_2 - h_2)}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \quad [2-12]$$

De la ecuación anterior y considerando que  $L_1 = R_1 - h_1$  y  $L_2 = R_2 - h_2$  se obtiene el siguiente lazo de histéresis para el péndulo doble. (figura 2-21)

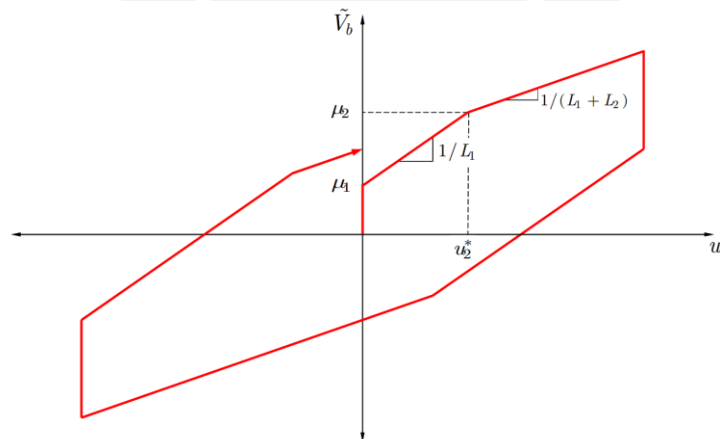


Figura 2-21 Lazo ideal de histéresis del péndulo doble según la ecuación [ 2-12] (Morgan & Mahin, 2011)

### 2.1.2.4 Péndulo triple

Los péndulos triples (figura 2-22) fueron desarrollados por primera vez por la empresa “Earthquake Protection Systems” (EPS, Inc.). De forma similar a los péndulos dobles, éstos están compuestos de más de un radio de curvatura y más de un coeficiente de fricción. Los tres mecanismos de péndulos se van activando secuencialmente conforme

el sismo aumente su intensidad (figura 2-23). Los movimientos del terreno de pequeños desplazamientos y altas frecuencias son absorbidos por el péndulo interior de período corto y baja fricción. Para el sismo de diseño, que es más fuerte que el anterior, tanto la fricción como el período se incrementan. Para el sismo máximo esperado, la fricción y el período se incrementan aún más. Es entonces que las propiedades que se elijan para cada uno de los mecanismos de los tres péndulos optimicen el desempeño de la estructura considerando múltiples niveles de amenaza. También se debe resaltar que cuando se diseña para el máximo sismo esperado, las dimensiones en planta de un aislador de péndulo triple son aproximadamente el 60% de su aislador de péndulo simple equivalente.

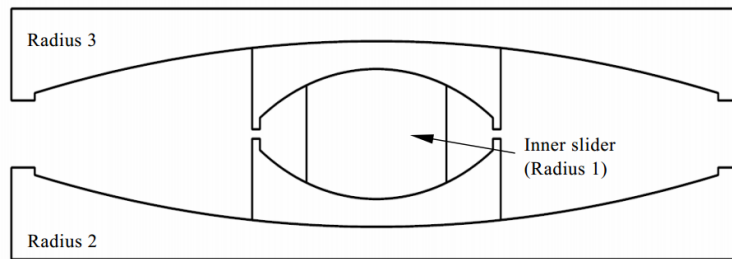


Figura 2-22 Esquema de un péndulo triple "TP" (EPS Inc.)

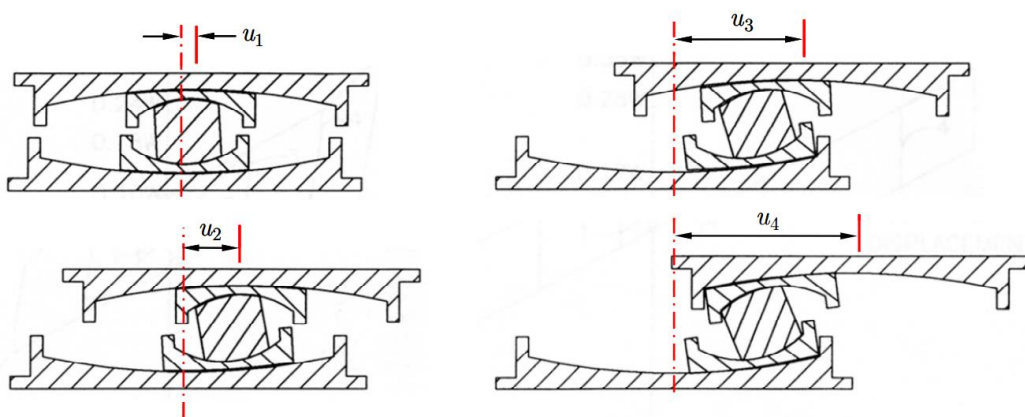


Figura 2-23 Esquema de los mecanismos de un triple péndulo de fricción (adaptado de EPS Inc.)

### 2.1.3 Cross Linear Bearing (CLB)

Los Cross Linear Bearings o CLB son sistemas de aislamiento sísmicos basados en el deslizamiento relativo de carriles o guías que se deslizan entre sí por medio de rodamientos esféricos lubricados (ver figura 2-24).

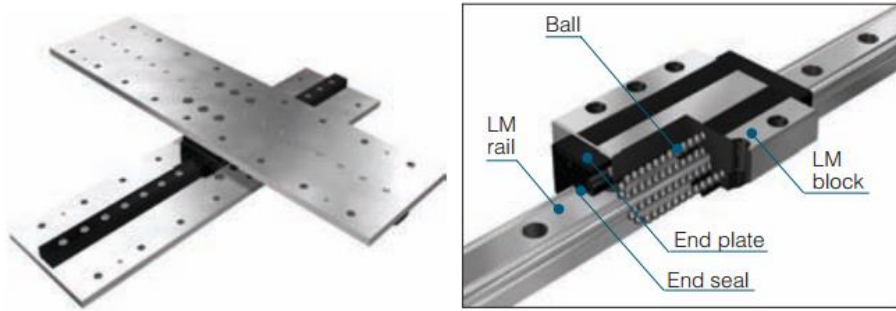


Figura 2-24 Esquema de un Cross Linear Bearing (Fuente: THK)

Estos aisladores, tienen una histéresis que corresponde a los aisladores de fricción sin fuerza restitutiva (ver figura 2-25) por lo que siempre deben combinarse con dispositivos que sí tengan la capacidad de regresar a la edificación a su posición inicial. Además, es importante resaltar que este tipo de aislador, dependiendo del modelo y de la carga vertical, tiene coeficiente de fricción que varía entre 0.5 y 2% (ver figura 2-26).

### Histéresis de un CLB

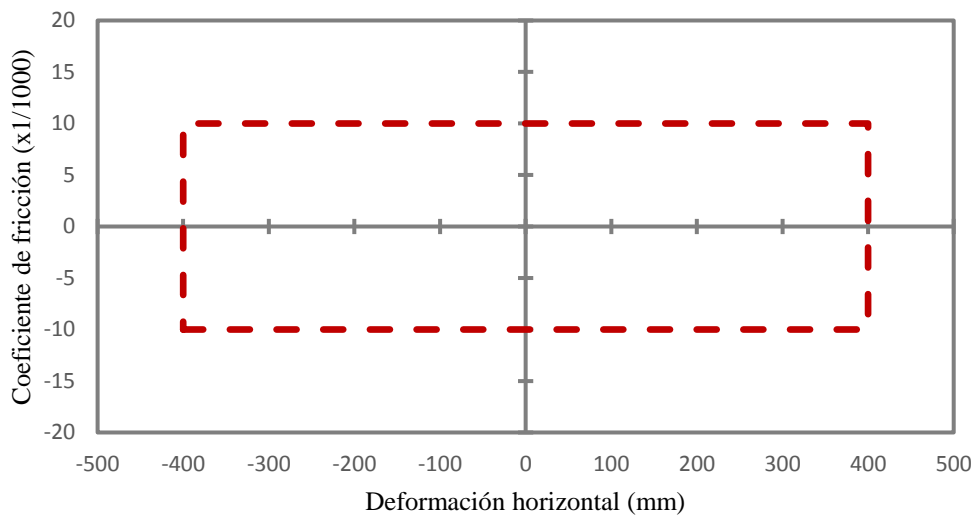


Figura 2-25 Diagrama de histéresis de un CLB

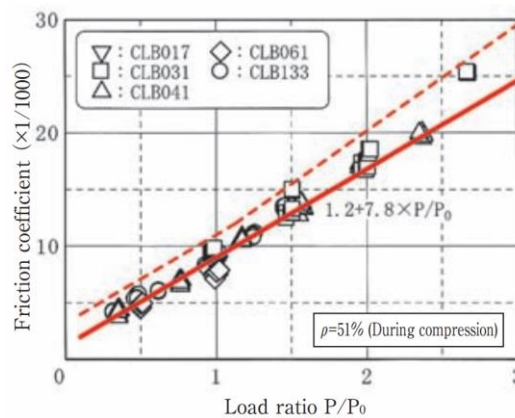


Figura 2-26 Coeficiente de fricción versus ratio de carga (THK, 2007)

Un detalle muy importante de estos dispositivos es que tienen una estructura que les permite soportar fuerzas de tracción. Esta propiedad es útil cuando se puedan presentar

tracciones muy fuertes en los dispositivos perimetrales de la edificación que se quiera aislar como en el caso de edificaciones esbeltas.

## 2.2 Estado del arte del reforzamiento sísmico con aisladores

La idea de aislamiento sísmico tiene más de 100 años. Una de las primeras propuestas fue la patente US99973A de Jules Touaillon de San Francisco en 1870 (Buckle, 2000), como se muestra en la figura 2-27. Esta patente describe un “edificio a prueba de terremotos” que se asienta sobre bolas de acero que giran dentro de platos poco profundos. Posteriormente, en 1909, un sistema de aislamiento sísmico fue propuesto por el Dr. Johannes Calantarients con la patente US 932443 A (Naeim y Kelly, 1999). El sistema consistía en una capa de arena fina, mica o talco debajo del edificio para su libre deslizamiento en un terremoto, como se muestra en la figura 2-27 . Este método fue utilizado en la construcción del Hotel Imperial de Tokio, completado en 1923, el cual sobrevivió al devastador terremoto de Tokio (8.0 Mw) el mismo año (M Ismail, 2010).

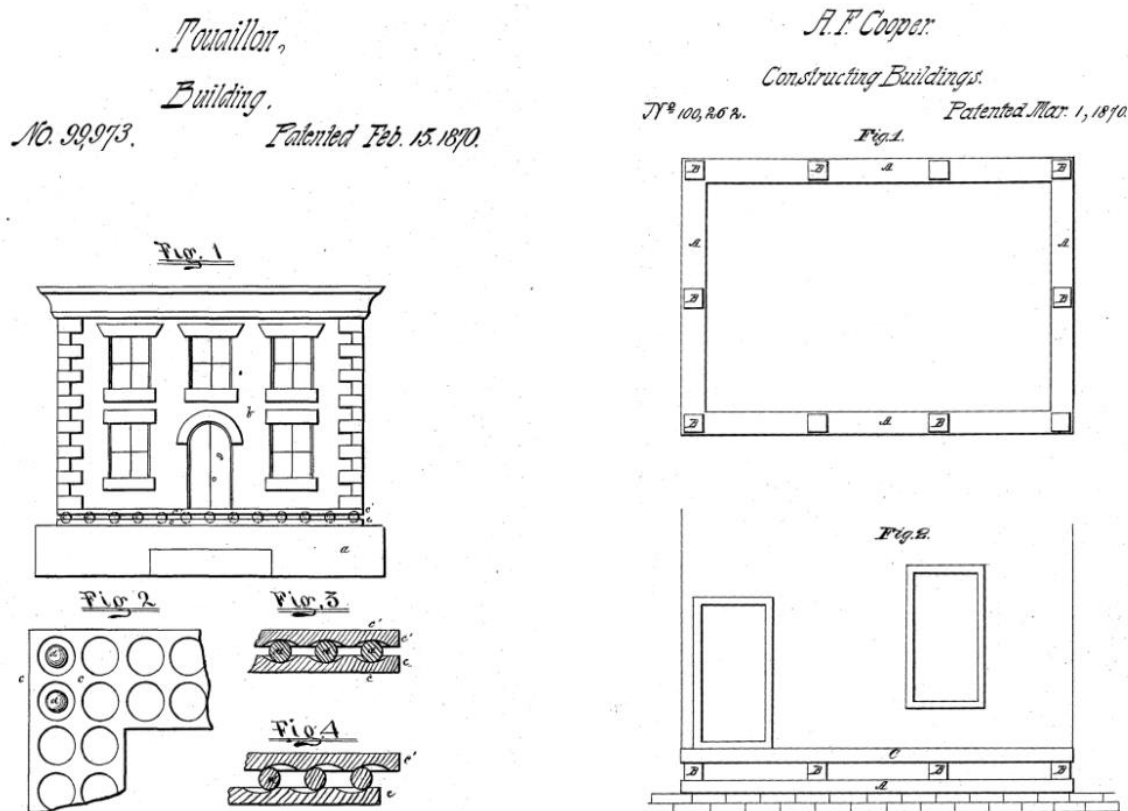
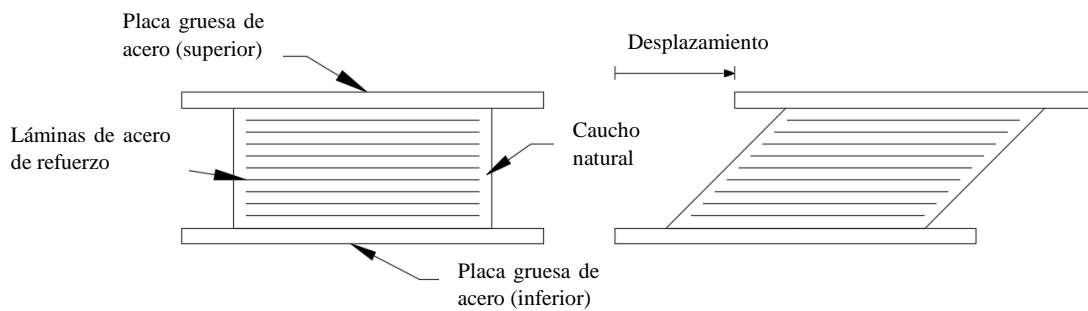


Figura 2-27 Patente de Touaillon y Patente de Cooper (Carpani,2017)

Desde entonces, muchos mecanismos y dispositivos se han construido para lograr el objetivo de desacoplar el edificio de la acción dañina de un terremoto (Naeim et al., 1999). Por ejemplo, los aisladores elastoméricos son hechos por la unión vulcanizada de hojas de caucho y finos platos de acero de refuerzo. Éstos son de fácil fabricación y modelamiento en cualquier software de análisis estándar (ver figura 2-28).



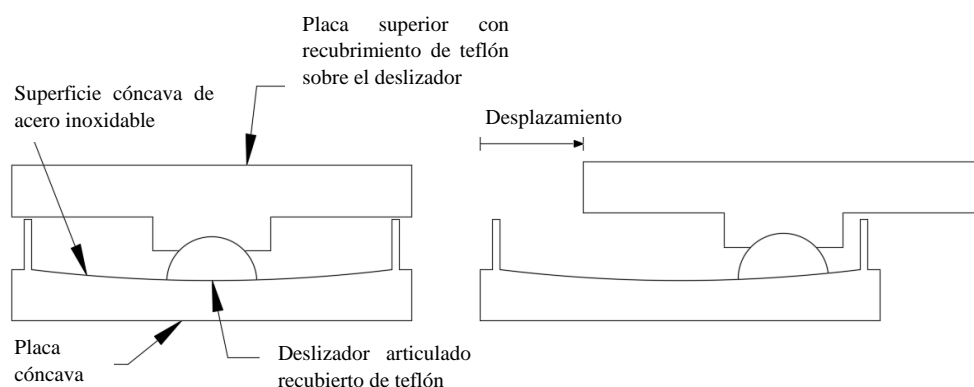


*Figura 2-28 Esquema del aislador elastomérico*

El primer uso del sistema de aislamiento de goma fue en 1969 para la protección de una escuela primaria en Skopje, Yugoslavia (Wamanrao y Narayan, 2015). A diferencia de los aisladores de goma desarrollados recientemente, los aisladores de caucho utilizados aquí no cuentan con reforzamiento (láminas de acero de refuerzo) de manera que el peso del edificio causa que se abulten hacia los lados. Más tarde, la tecnología de manufactura permitió el uso de acero de refuerzo ubicados entre las capas de cauchos para mejorar la rigidez vertical de este tipo de los aisladores. La mayoría de los ejemplos recientes de edificios aislados utilizan aisladores de goma laminados con multicapas de refuerzo de acero como componente de transporte de carga del sistema.

Por otro lado, los aisladores con núcleo de plomo (LRB) proporcionan las características combinadas de soporte de carga vertical, flexibilidad horizontal, fuerza de restauración y amortiguación en una sola unidad (Skinner et al. 1975; Robinson 1982). El primer ejemplo de un edificio en el mundo en emplear LRB fue el edificio William Clayton en Nueva Zelanda en 1981 (Higashino y Okamoto, 2006). También es posible añadir amortiguamiento al propio elastómero (HDRB), el primer edificio de base aislada que se construyó en los Estados Unidos y que utilizó este tipo de aislador fue The Foothill Communities Law and Justice Center (Martelli, 2006).

El sistema de fricción de péndulo (FPS) es otro conocido dispositivo utilizado para el aislamiento sísmico. Es un sistema que combina la acción de deslizamiento y la fuerza de recuperación por la geometría. El aislador FPS, se muestra esquemáticamente en la Figura 2-29, tiene un deslizador articulado en contacto con una superficie esférica de acero inoxidable. El lado del deslizador articulado en contacto con la superficie esférica está recubierto con un material compuesto de baja fricción. El otro lado del deslizador también es esférico, recubierto con acero inoxidable, y se asienta en una cavidad esférica, también recubierto con el material compuesto de baja fricción. A medida que el deslizador se mueve sobre la superficie esférica, hace que la masa apoyada suba y proporcione la fuerza de restauración para el sistema. La fricción entre el deslizador articulado y la superficie esférica genera amortiguamiento en los aisladores. La rigidez efectiva del aislador y el período de aislamiento de la estructura está controlada por el radio de curvatura de la superficie cóncava (Naeim et al., 1999).



**Figura 2-29 Péndulo de fricción**

El aislamiento sísmico no sólo se aplica a nuevas estructuras, es posible utilizarlo en estructuras existentes. El primer edificio en ser reforzado por el sistema de aislamiento de base fue el edificio “The Salt Lake City and County” ubicado en Utah, EE. UU. Los trabajos de reforzamiento fueron completados en 1989 y tuvieron un costo total de 30 millones de dólares, incluyendo la rehabilitación no sísmica. El sistema de aislamiento utilizó 443 aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB) instalados debajo del edificio en la parte superior de las zapatas existentes (Bailey y Allen, 1991). Adicionalmente, hay una serie de edificios de gran altura en el mundo que se han reforzado usando el aislamiento de base (ver la tabla 2-2).

**Tabla 2-2 Lista de los principales proyectos (terminados) de edificios reforzados con Aislamiento en la Base (Matsagar y Jangid, 2008)**

Proyectos y países	Año	Sistema de aislamiento utilizado
Salt Lake City and County Building Utah	1989	Lead rubber isolators
Rockwell International Corporate Headquarters—Building 80 Seal Beach, California	1991	Lead rubber bearings and rubber bearing
Campbell Hall Monmouth, Oregon	1993	Lead rubber isolator and rubber isolator
U.S. Court of Appeals San Francisco, California	1994	Friction pendulum system
New Zealand Parliament Library and Parliament House Wellington, New Zealand	1994	Hybrid system: lead rubber isolators, rubber isolators, an sliding bearing isolators
Rockwell International Corporate Headquarters Seal Beach, California	1994	Lead rubber isolator
Oakland City Hall Oakland, California	1994	Lead rubber isolator and rubber isolator
Hughes Aircraft Building El Segundo, California	1994	Lead rubber bearing and rubber bearing
Caltrans Traffic Management Center San Diego, California	1994	High-damping rubber bearings
Long Beach V.A. Hospital Long Beach, California	1995	Lead rubber isolator, rubber isolator, and sliding bearing
Martin Luther King, Jr. Civic Center Building Berkeley, California	1995	High-damping rubber bearing and lead rubber bearing
Kerckhoff Hall, UCLA Campus Westwood Village, California	1996	Lead rubber isolator
San Francisco City Hall and Civic Center San Francisco, California	1998	Lead rubber isolator
Public Safety Building—911 Emergency Communications Center San Francisco, California	1998	Lead rubber bearing and sliding system
Head office of Himeji Shinkin Bank Himeji Credit Bank Himeji City, Hyogo, Japan	2000	Rubber bearings and dampers
Laboratory Building of Kansai University Senriyama Campus of Kansai University, Suita City, Japan	2001	Rubber bearings, sliding bearings, and oil dampers
Tokyo DIA Building Tokyo, Japan	2001	Rubber bearings and viscous dampers
Shinjuku Station West Entrance Main Building Tokyo, Japan	2002	Rubber bearings

### 2.2.1.1 Estados Unidos

En los Estados Unidos el primer edificio de base aislada que se construyó fue el “Foothill Communities Law and Justice Center” (FCLJC), un centro de servicios legales para el Condado de San Bernardino, al este del centro de Los Ángeles (Naeim et al, 1999). La construcción del edificio comenzó en 1984 y se terminó a mediados de 1985 a un costo de US\$ 38 millones. No sólo fue el primer edificio de base aislada en los Estados Unidos, sino que también fue el primer edificio en el mundo en utilizar HDRB.

Edificaciones dañadas debido al terremoto de Loma Prieta en 1989 también fueron reforzadas, como es el caso del San Francisco City Hall en el cual se reforzó la superestructura usando muros de concreto de corte y se instaló un sistema de aislamiento en la base. Se utilizaron 530 LRB y 62 deslizadores, el costo de reforzamiento fue de US\$ 105 millones, ahorrando US\$ 11 millones gracias a los aisladores sísmicos (Martelli, 2006). El sistema de aislamiento se completó en 1998 (Clemente et al, 2012).

También el Ayuntamiento de Oakland fue seriamente dañado por el terremoto de Loma Prieta. La estructura de 99 metros está compuesta de pórticos de acero y muros de mampostería con una cimentación original de concreto armado. El análisis estructural señaló que las intervenciones tradicionales no serían adecuadas para mejorar el comportamiento sísmico, por lo que se consideró al aislamiento sísmico para mejorar la respuesta dinámica de la estructura. Se instalaron 112 dispositivos y se reforzó la superestructura mediante muros de corte de concreto armado, el trabajo se completó en 1995 (Clemente et al, 2012). Los dispositivos usados fueron LRBs (Cardone y Gesualdi, 2014).

El reforzamiento de edificios existentes también ha sido aplicado para edificios de gran altura, como es el caso del edificio de Los Ángeles City Hall, construido en 1926, que tiene 138 metros de altura y consiste en pórticos de acero rellenos con albañilería no reforzada. Fue dañado en el terremoto de Northridge en 1994 y su reforzamiento se ejecutó desde el año 1998 hasta el 2001. El sistema de aislamiento consistió en 416 HDR, 90 deslizadores y 64 amortiguadores viscosos que se instalaron como parte de la rehabilitación sísmica. (Youssef et al., 2000).

Además, los museos son candidatos naturales para el aislamiento sísmico, ya que éste proporciona la mejor protección disponible para el contenido de importancia. El museo de arte asiático en San Francisco (USA), antigua Biblioteca de la Ciudad, fue reforzado en los años 2000 y ahora alberga más de US\$ 7 mil millones en obras de arte asiáticas. Está protegido por 200 aisladores que fueron insertados mediante el corte de las paredes y columnas (Ferrari, 2009). Adicionalmente, los puentes también se benefician del aislamiento sísmico ya que se puede evitar el reforzamiento de los pilotes y cimientos existentes. Por ejemplo, sin aislamiento, en el puente Richmond - San Rafael las diferencias significativas en la altura de los pilotes causaría que los pilotes más cortos y rígidos atraigan la mayor parte de la fuerza lateral (DIS, 2018).

### 2.2.1.2 Japón

En Japón, la primera estructura aislada fue una pequeña casa construida como un “proyecto de demostración” en 1982 por una empresa de desarrollo inmobiliario. A medida que la economía japonesa crecía a lo largo de la segunda mitad de la década de 1980, muchos más proyectos de demostración fueron construidos por un gran número de empresas de construcción para mostrar sus avances en tecnología (Clark et al., 2000).

El reforzamiento por aislamiento sísmico es uno de los métodos más eficaces para mejorar sísmicamente a edificios, ya que esto reduce drásticamente la respuesta de aceleración durante el terremoto. Debido a que Japón presenta alto riesgo sísmico, las tecnologías de reforzamiento por aislamiento sísmico se han desarrollado y aplicado a una gran cantidad de edificios, sobre todo desde el gran terremoto de Hanshin-Awaji de 1995 (Masuzawa y Hisada, 2012). Según Kani y Katsuta (2010), aproximadamente 2200 nuevos edificios aislados sísmicamente han surgido en Japón hasta la fecha y los reforzamientos con aislamiento representan aproximadamente el 4% de esa cantidad.

El edificio de la oficina principal del gobierno municipal de la prefectura de Yamanashi en Japón, construido en 1963, fue el primero en su tipo en ser reforzado con aislamiento sísmico como medida contra las vibraciones sísmicas. El edificio estaba aislado en el sótano a un nivel intermedio en donde se usaron 40 LRB. El reforzamiento sísmico se completó en 2002, en un plazo de trabajo de 14 meses (Masuzawa y Hisada, 2004).

El primer hospital reforzado con aislamiento en Japón es el Hamamatsu medical center., los edificios de este hospital presentan 9 pisos y un sótano, con una altura total de 37.1 metros. En este caso, se desarrolló una metodología para reforzar con aislamiento sísmico 2 edificios en una sola unidad usando cables postensados a través de las losas, esto debido a que dichos edificios fueron diseñados con un código antiguo. Se confirmó la integración de los edificios con microtemores antes y después de la integración. El aislamiento se ejecutó en el nivel del sótano utilizando 89 dispositivos de aislamiento sísmico (51 LRB, 4 NRB, 4 Elastic Sliding Support y 30 CLB) (Masuzawa y Hisada, 2008).

### 2.2.1.3 China

El primer uso de control pasivo de vibración sísmica (SVPC) en China comenzó en 1991. Fue en un edificio de viviendas en Shantou, aislado con HDRB, que soportó un terremoto significativo sin ningún daño en 1994. Posteriormente, en 1996, ya se contaba con 60 nuevos edificios de viviendas hechos de mampostería y aislados con HDRB en el oeste de China. El número de edificios aislados (edificios de vivienda en varios casos) llegaron a 490 a junio del 2005, siendo 270 de ellos de mampostería (Martelli, 2006).

Además, se han realizado reforzamientos con aislamiento en edificios históricos, como es el caso del Museo de Nanjing, un edificio histórico de 70 años en China, que fue levantado 3.0 m para cumplir con los requisitos arquitectónicos en su proyecto de extensión. Se usaron 161 aisladores de goma debajo del gran salón para mejorar el desempeño sísmico del edificio levantado (Guo et al. 2011).

Después de los terremotos de Wenchuan y Yushu, que causaron un enorme daño a los edificios escolares y la muerte de varios estudiantes, se reconoció la vulnerabilidad sísmica de los edificios escolares existentes en China (Guo et al, 2014). El gobierno chino inició una misión a nivel nacional en 2009, con el objetivo de incrementar la capacidad sísmica de los edificios escolares a través de actividades de inspección y reforzamiento. Para esta misión se adoptó al aislamiento sísmico, utilizando entre aisladores de goma y/o aisladores deslizantes, como una nueva y eficiente técnica de reforzamiento, en comparación con las técnicas convencionales. Los edificios escolares reforzados incluyeron edificios de albañilería, edificios aporricados de concreto armado, y una mezcla de ambos (Guo et al, 2014). La tabla 2-3 muestra algunos proyectos típicos de aislamiento sísmico finalizados por Tong Guo et al. (2014) desde 2010 hasta 2012. Los años de construcción de estos edificios van desde 1990 hasta 2006.

*Tabla 2-3 Algunos edificios escolares en China reforzados con aislamiento sísmico (Guo et al, 2014).*

<b>Nombre de proyectos</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Año de construcción</b>	<b>Tipo de estructura</b>	<b>Número de pisos</b>
Teaching building of Qinye Middle School	Changzhou, Jiangsu	2000	RC frame	5
Teaching building of Yaoshun Middle School	Xuzhou, Jiangsu	2003	Masonry	5
Dining hall of Sancang Middle School	Dongtai, Jiangsu	1999	RC frame	3
Number 1 teaching building of Zhushan Middle School	Nanjing, Jiangsu	1995	Hybrid	4
Number 2 teaching building of Zhushan Middle School	Nanjing, Jiangsu	1995	Hybrid	4
Number 3 teaching building of Zhushan Middle School	Nanjing, Jiangsu	1995	Hybrid	4
Teaching and dormitory building of middle school affiliated to Normal University of Xinzhou	Xinzhou, Shanxi	1990	Masonry	4, 6
Qiyi Road Primary School	Xinzhou, Shanxi	2006	Masonry	4
Teaching building of Xingyuan Primary School	Xingyuan, Shanxi	2006	Hybrid	4

#### 2.2.1.4 Armenia

Después del terremoto de Spitak de 1988, se desarrollaron nuevas tecnologías que utilizaban sistemas de aislamiento sísmico para mejorar la resistencia a los terremotos de edificios existentes, así como para la construcción de nuevos edificios (Melkumyan, 1997). En 1993, los trabajos de investigación en el campo del aislamiento sísmico comenzaron con el apoyo de la Universidad Americana de Armenia (AUA) y El Centro Nacional de Investigación en Protección Sísmica de Armenia (NSSP) (Melkumyan, 2008).

En 1995, los aisladores de goma fueron implementados en el primer proyecto para el reforzamiento de un edificio de piedra existente de 5 pisos, donde se usaron aisladores de

caucho de alto amortiguamiento (HDRB). El proyecto, financiado por el Banco Mundial, se realizó sin reubicación de los habitantes (Melkumyan, 2008).

En 2001, se inició el proyecto de reforzamiento de la escuela #4 en la ciudad de Vanadzor, Armenia por “Caritas Switzerland”. La escuela, de estructura no ingenieril y pisos de madera, es un edificio de 3 pisos de 50 años de antigüedad con muros bastante gruesos construidos con piedras de toba (tuff stones) (Melkumyan, 2004).

En 2002, por primera vez en Armenia, se diseñó una instalación crítica con aislamiento sísmico como es el caso de un edificio de clínica (Melkumyan, 2014). Anteriormente, el aislamiento de base se diseñó para diferentes edificios con muros de piedra, mampostería o concreto reforzado (R/C) (Melkumyan 1997; Melkumyan et al. 2000; Melkumyan 2002). Adicionalmente, se desarrolló un proyecto de reforzamiento a un centro de Hematología de 8 pisos ubicado en Ereván y financiado por el Banco Mundial. Se usaron 117 aisladores sísmicos de láminas de caucho y acero (SILRSB), los cuales se fabricaron de acuerdo con la norma HST 261-2007 de la República de Armenia (Melkumyan, 2014).

La experiencia en el aislamiento sísmico de edificios existentes en Armenia ha demostrado que, en comparación con otros métodos para mejorar la resistencia sísmica, el aislamiento tiene un costo bastante menor (Melkumyan, 2013). Además, cabe mencionar que el aislamiento sísmico en Armenia se está desarrollando principalmente a través de proyectos financiados por instituciones internacionales (Banco Mundial, Caritas Switzerland), “Hayastan” All Armenian Fund, empresas privadas (“Elite Group” CJSC (Armenia), “PCG International” “LLC Tufenkian Hospitality” (Armenia) o inversores individuales (Sr. John Huntsman) o personas para la construcción de sus propias casas. La fabricación local de los aisladores de goma está llevando a ahorros significativos en costos de construcción (Melkumyan, 2008).

### 2.2.1.5 Turquía

En Turquía se recomendó la técnica de aislamiento de base como una medida de rehabilitación eficaz en una guía desarrollada para el reforzamiento de escuelas y edificios hospitalarios, y también se ha aplicado con éxito en hangares, hoteles, terminales de aeropuertos y viaductos que fueron dañados durante el Terremoto de Düzce-1999 (Miyamoto et al., 2009).

Las aplicaciones turcas de sistemas de control pasivo de vibración sísmica (SVPC) comenzaron después de los terremotos Duzce y Kocaeli de 1999 (Martelli, A., & Forni, M., 2010). Durante este último terremoto, la nueva terminal del aeropuerto internacional de Ataturk en Estambul, que se estaba terminando, sufrió daños y se decidió reforzarla sísmicamente a nivel de vigas del techo con sistemas de péndulo de fricción. Esta intervención provocó el inicio de la aplicación de sistemas de aislamiento en Turquía (Martelli, 2006).

Las aplicaciones subsiguientes incluyen el reforzamiento sísmico (mediante FPS) del viaducto de Bolu. Posteriormente se realizaron otras aplicaciones de aislamiento sísmico

a estructuras nuevas y existentes. En 2007, se reforzó con aisladores al terminal del aeropuerto internacional de Antalya, donde se instalaron LRB's y dispositivos deslizantes (SD) fabricados en Italia. Otro ejemplo es el Hotel Tarayba reforzado con FPS para evitar la inserción de muros de corte que habrían hecho que la construcción fuese inadecuada para su uso (Martelli, A., & Forni, M. 2010; Martelli 2006).

Otro ejemplo es el Hospital de Investigación y Entrenamiento de la Universidad de Mármara, construido en 1991, el cual nunca estuvo en servicio hasta que fue reforzado con aislamiento sísmico. El hospital consta de 16 bloques de diferentes alturas y un bloque de estacionamiento, con un área total de construcción de 112,440 m<sup>2</sup>. El reforzamiento se hizo luego de que se reforzara el hospital con métodos convencionales en 2002, y no se cumplieran con los requisitos del código sísmico turco del 2007. Éste es uno de los muchos edificios públicos evaluados por su el desempeño sísmico como parte de la Mitigación del riesgo sísmico de Estambul y el Proyecto de preparación para emergencias, iniciado a principios de 2006 (Kubin et al., 2012).

### 2.2.1.6 Italia

El uso del aislamiento sísmico en Italia ha estado aumentando continuamente desde el 2003, año en el que los códigos sísmicos introdujeron por primera vez un capítulo sobre este tema. Además, se multiplicó su uso después del trágico evento sísmico del 6 de abril de 2009 en L'Aquila, ya que antes de esto la mayoría de los edificios sísmicos aislados eran edificios públicos y a menudo estratégicos; sin embargo, en los últimos años, se ha utilizado también en edificios privados, sobre todo en zonas de alta sismicidad donde el costo del aislamiento sísmico puede compensarse parcial o totalmente con el ahorro de costos en la superestructura (Trombetta, 2014).

Los tipos de aisladores sísmicos más utilizados en edificios existentes y nuevos son los aisladores elastoméricos y los de péndulo de fricción (Castellano e Infanti, 2010). El primer edificio italiano en ser rehabilitado con aisladores fue The Rione Traiano Polyfunctional Centre en Nápoles, un gran edificio asimétrico de 4 pisos de concreto armado con cimentación de pilotes. Se construyó en los años 70, antes de la clasificación de Nápoles como zona sísmica, pero se dejó incompleta debido a la falta de fondos (Kelly, 2001). Se reforzó en 2004 mediante el corte de pilares y paredes a nivel de cimentación, les insertaron aproximadamente 630 HDRB (Martelli, 2006). Ese mismo año, dos edificios de vivienda de concreto armado de 4 pisos, ubicados en Solarino también fueron reforzados. Cada uno empleó 12 HDRB y 13 SD (Martelli & Forni, 2011).

En 2005 fue completado el reforzamiento de un edificio de concreto con aislamiento sísmico mediante la realización de una sub-fundación. El edificio había sufrido graves daños no estructurales durante el terremoto Umbría-Le Marche de 1997-98 (Martelli y Forni, 2011). Además, en los años 2005-2008, tres tanques químicos de la empresa Polimeri Europa of the Italian ENI también fueron reforzados en Sicilia por medio de FPS (Martelli 2011; Satangelo et al. 2007).

En 2007, una aplicación muy desafiante fue el reforzamiento de la “Madonna delle Lacrime” santuario en Siracusa, una estructura con una cúpula imponente donde debido a las nuevas regulaciones sísmicas se requirió el aislamiento sísmico del techo, el cual pesaba alrededor de 22,000 toneladas. Ésta fue la primera aplicación en un edificio que empleó deslizadores planos con amortiguamiento, utilizados a menudo en puentes y viaductos en Italia y en el extranjero (Martelli y Forni 2011; Castellano & Infanti 2009).

Otro proyecto de reforzamiento significativo es el edificio del hospital en Avellino de 5 pisos, ubicado en Campania. Este edificio se compone de 3 estructuras de pórticos resistentes a momentos de concreto armado. El reforzamiento sísmico se realizó conectando los primeros pisos de las tres estructuras existentes y creando un sistema de aislamiento único compuesto por HDR y SD. El aislamiento de base se logró cortando gradualmente el edificio desde la base e instalando los aisladores al nivel del borde superior de las columnas (Ferraioli & Avossa 2015; Ferraioli & Mandara 2017).

Para el aislamiento sísmico de edificios antiguos en su totalidad se desarrolló un nuevo sistema por Clemente, De Stefano y Barla (Clemente y De Stefano, 2011) denominado “Estructura de aislamiento sísmico para edificios existentes” (SISEB). Este sistema consiste en insertar una plataforma aislada debajo de los cimientos del edificio sin tener que modificarlo (Clemente y Martelli, 2017).

Por otro lado, en los últimos años, la mayoría de los reforzamientos con aislamiento sísmico realizados o diseñados se refieren a edificios residenciales privados, dañados y declarados inhabitables después del terremoto de L'Aquila. La tabla 2-4 enumera algunas intervenciones ya completadas o en curso hasta el 2014, en las cuales los aisladores han sido suministrados y en algunos casos instalados por la empresa FIP Industriale (Luca Trombetta et al., 2014).



**Tabla 2-4 Reforzamiento de edificios en Italia con aisladores sísmicos suministrados y en algunos casos instalados por la empresa FIP Industriale (Luca Trombetta et al., 2014)**

<b>Nombre de la edificación y/o dirección</b>	<b>Ciudad</b>	<b>Tipo de estructura</b>	<b>Año</b>	<b>Isolator type</b>
Apartment house - via Piave, 2	L'Aquila	r.c.	2014	DCSS
Apartment house - Colle Capo Croce	L'Aquila	r.c.	2014	DCSS
Fortuna 4" Apartment house - via Pasteur	L'Aquila	r.c.	2013	Elastomeric isolators
"S.Maria degli Angeli" School	L'Aquila	r.c.	2013	Elastomeric isolators
Apartment house - via Pratola Peligna, 2	L'Aquila	r.c.	2013	DCSS
"SORIN GROUP" Office building	Mirandola	r.c.	2013	DCSS
Industrial Building - University of Catania	Catania	recast r.c. + steel	2013	DCSS
"D'Ovidio" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2013	DCSS
"Acrie" Apartment house - Building D1	L'Aquila	r.c.	2013	Elastomeric isolators
"Montecalvo 1" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2013	DCSS
"Paolucci" Apartment house	L'Aquila	masonry + r.c.	2013	Elastomeric isolators
"Prato Verde B" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2013	Elastomeric isolators
"La Quercia" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2013	Elastomeric isolators
"Prato Verde A" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2013	Elastomeric isolators
"La Silvestrella" Villa	L'Aquila	masonry	2013	Elastomeric isolators
da" Apartment house - via S.Giustino de Jacobis, 1	L'Aquila	r.c.	2012	Elastomeric isolators
Former magistrates' court	Pescia	r.c.	2012	DCSS
"Del Beato" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2012	Elastomeric isolators
"Leonardo" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2012	DCSS
"Acrie" Apartment house - Building C2	L'Aquila	r.c.	2012	Elastomeric isolators
attelli" Apartment house -via G. Vincenzo, 23	L'Aquila	r.c.	2012	DCSS
rno" Apartment house - Via Sila Persichelli 1/B	L'Aquila	r.c.	2012	DCSS
"Borgo dei Tigli" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2012	Elastomeric isolators
"Il Melograno" Apartment house	Potenza	r.c.	2012	Elastomeric isolators
"Aguglia" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2012	DCSS
Fortuna 2" Apartment house - via Pasteur	L'Aquila	r.c.	2012	Aisladores elastomericos
"Habitat" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2011	DCSS
"Domus Prima" Apartment house	L'Aquila	r.c.	2011	DCSS
"Giuly" Villa	Treviso	masonry	2010	DCSS
"O. Albanese" School	Tolve	r.c.	2010	Elastomeric isolators
Hospital - "Intramoenia" building	Avellino	r.c.	2009	Elastomeric isolators
"S.Quasimodo" School	Riposto	r.c.	2007	Elastomeric isolators
"Madonna delle Lacrime" Church	Siracusa	r.c.	2005	Flat surface sliders with steel hysteretic
"IACP" Apartment houses	Solarino	r.c.	2003	Elastomeric isolators

### 2.2.1.7 Conclusiones y observaciones

La manera más efectiva de garantizar la continuidad del funcionamiento (estructura y contenido) de una edificación, frente a grandes sismos, es mediante el uso de aislamiento sísmico. Se ha demostrado, a través de casos específicos, la viabilidad de utilizar al aislamiento sísmico en comparación con los métodos tradicionales de reforzamiento. Los costos del reforzamiento dependen de cada proyecto; sin embargo, los costos principales están asociados al acceso al sitio de los trabajos y a las actividades secundarias que son necesarias para la instalación de los aisladores sísmicos. El método de construcción no está fuera de las capacidades de muchos contratistas; además, como esta tecnología se vuelve más generalizada y familiar, es probable que se convierta en la estrategia de mitigación de riesgo sísmico prevalente. (Kelly, 2001); sin embargo, es importante señalar que puedan existir casos donde no sea posible utilizar el reforzamiento con

aislamiento sísmico, por lo cual se tendría que recurrir a otra alternativa para el reforzamiento.

## **2.3 Alternativas de procesos constructivos**

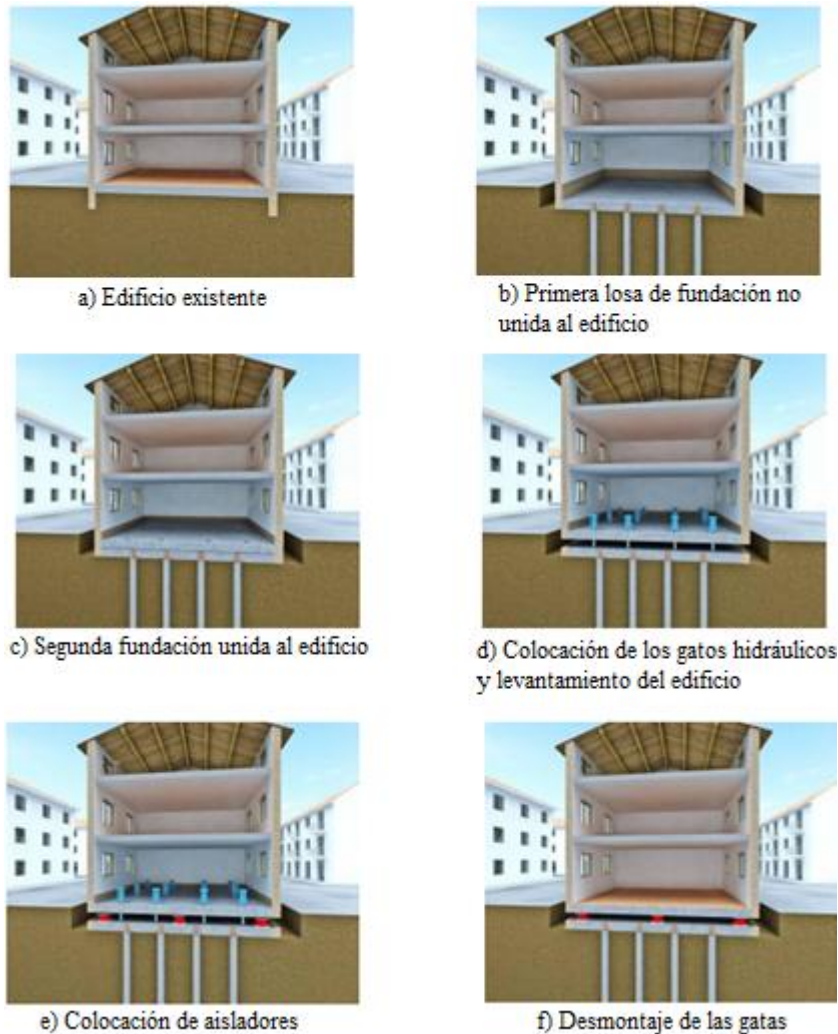
En este acápite se presentan tres alternativas de procesos constructivos para el reforzamiento con aisladores sísmicos. La elección del método a emplear dependerá de la configuración estructural de la edificación, condiciones del sitio, etc.

### **2.3.1 Uplifting**

“The Soles Company” desarrolló esta tecnología para la aplicación de aislamiento sísmico en edificios existentes, se basa principalmente en levantar a la estructura. De acuerdo con Clemente (2012), el procedimiento es el siguiente:

- i. Remover el piso existente.
- ii. Construir una nueva losa de cimentación (primera losa) de concreto armado colocada en el suelo, no unida al edificio. Esta losa también podría ser sustituida por un conjunto de pilotes SOLE, la elección dependerá de las propiedades mecánicas del suelo (figura 2-30 b).
- iii. Construir una segunda losa de concreto armado encima de la primera, pero conectada a la cimentación existente del edificio (figura 2-30 c).
- iv. Colocar los gatos hidráulicos en la parte superior de la losa de cimentación. Estos gatos se apoyan en la platea inferior y empujan la placa superior que se levanta junto con la estructura existente (figura 2-30 d).
- v. Por último, colocar los dispositivos de aislamiento sísmicos entre las dos losas (figura 2-30 e). Las losas están provistas de algunas aberturas que permiten la inspección, el mantenimiento y la sustitución de los aisladores sísmicos.

El levantamiento de la estructura se lleva a cabo de una manera segura y “simple”. De hecho, debido a los bajos valores de velocidad y de movimiento, la estructura está sometida bajo acciones dinámicas. Este proceso constructivo es muy adecuado para los edificios individuales (clemente, 2012).



*Figura 2-30 Construcción por fases: Levantamiento de la estructura para la colocación de aisladores (Adaptado: Clemente, 2012)*

### 2.3.2 Aislamiento sísmico con micro túneles

Clemente, De Stefano y Barla (Clemente & De Stefano, 2011) desarrollaron un sistema, nombrado “Seismic Isolation Structure for Existing Buildings” (SISEB), para el aislamiento sísmico de edificios antiguos. Este sistema consiste en construir una plataforma aislada bajo la cimentación del edificio sin tener que tocarlo ni modificarlo (figura 2-31). Una discontinuidad entre la cimentación y el suelo se crea por medio de la inserción de tubos horizontales y luego se colocan los dispositivos de aislamiento en el plano diametral horizontal. Incluso el nivel subterráneo no se modifica, pero puede ser parte del edificio sísmicamente protegido. De acuerdo con Clemente (2012), el procedimiento es el siguiente:

- i. Excavar una zanja a un lado del edificio e insertar tubos por medio de la técnica de “Auger boring” o la técnica de micro-túneles; el diámetro de los tubos debe ser mayor o igual a 2 metros a fin de permitir la inspección del sistema de aislamiento (figura 2-31). En los tubos, en lugar de los dispositivos de aislamiento, se colocan temporalmente unas conexiones.

- ii. Retirar el elemento de conexión y unir los tubos con los dos adyacentes. Por ejemplo, por medio de elementos de concreto armado (figura 2-31 b).
- iii. Situar al dispositivo de aislamiento (figura 2-31 b)
- iv. Retirar sucesivamente los demás elementos de conexión de tal forma que los sectores superiores e inferiores sean separados definitivamente.
- v. Finalmente, construir muros verticales a lo largo de los cuatro lados del edificio y una conexión rígida (una losa de concreto u otro) entre el edificio y el sistema de aislamiento.

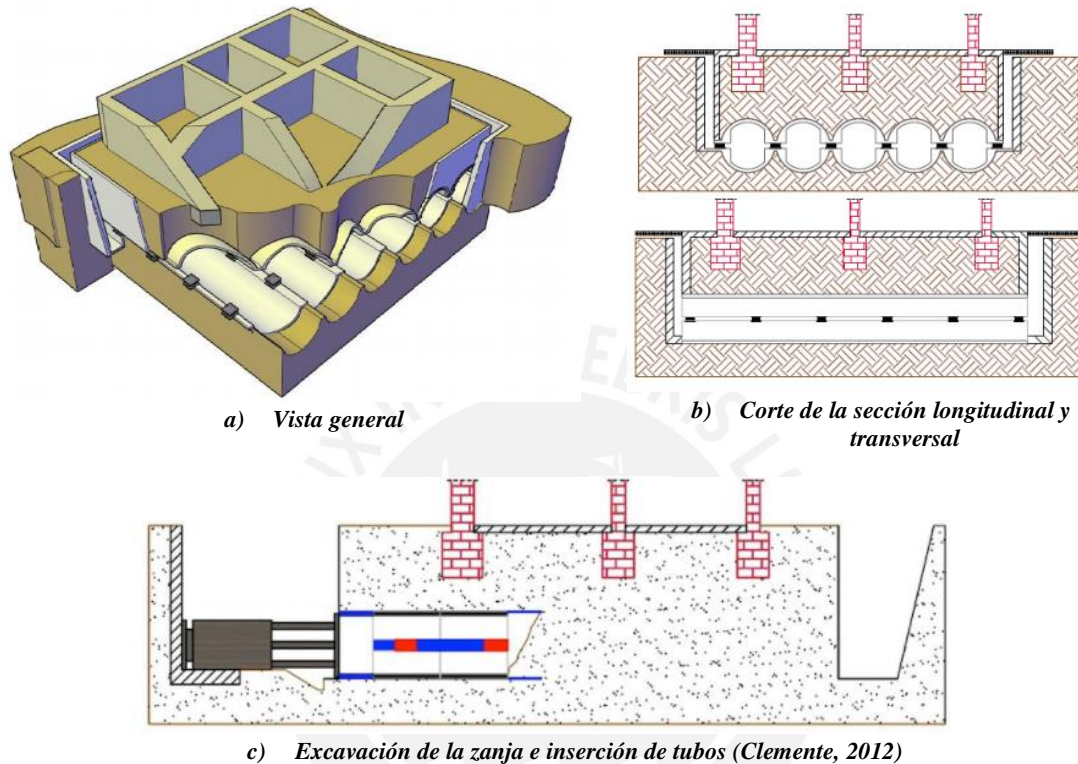


Figura 2-31 Nuevo sistema de reforzamiento con aisladores

Este proceso constructivo puede ser también utilizado para una estructura compleja o centros histórico, y en cualquier situación en la que los edificios o componentes estén separados o conectados por complicadas líneas de vida, tuberías u otras conexiones (Clemente, 2012).

### 2.3.3 Método de soportes temporales

Este método se desarrolló para ser utilizado en estructuras aporticadas y consiste principalmente en cortar las columnas e insertar los dispositivos de aislamiento.

A continuación, se muestra el procedimiento seguido por Cardone y Gesualdi en su investigación del 2014:

- i. Reforzamiento de los elementos de Concreto Armado (CA)
  - ✓ En el nivel de aislamiento, remover parcialmente los acabados, tabiquería y muros de división.
  - ✓ Reforzar una cantidad determinada de vigas y columnas por debajo del nivel de aislamiento, de acuerdo con el estado de la estructura. En el estudio de Cardone y Gesualdi, se usaron placas soldadas de acero fijadas a la superficie de concreto

para reforzar las columnas (“Jacketing”). En la base de las columnas, el revestimiento metálico se ancló a las vigas inferiores a través de una adecuada cantidad de pernos de acero (ver figura 2-33).

- ii. Instalación de soportes metálicos y temporales
  - ✓ Con la máquina extractora de testigos, perforar orificios en la parte superior de las columnas del nivel de aislamiento en las dos direcciones perpendiculares (ver figura 2-34 a). Los soportes de acero se conectan a las columnas por medio de barras roscadas de acero que pasan a través de los orificios (ver figura 2-34 a). Los soportes de acero son diseñados con el propósito de conectar permanentemente los dispositivos de aislamiento con la estructura y acomodar temporalmente a los gatos hidráulicos necesarias para soportar las cargas de gravedad durante el corte de las columnas. La figura 2-34 b muestra en detalle la configuración de los soportes metálicos. Un par de gatos hidráulicos se usan para cada columna.
- iii. Corte de Columnas
  - ✓ El corte de las columnas de CA se realiza con una sierra de cable (ver figura 2-34 c). El cable se envuelve alrededor de la columna y es jalado por un mecanismo rotativo. De esta manera, el corte avanza a lo largo de una dirección dada hacia la otra.
- iv. Preparación de las superficies
  - ✓ Después del corte, retirar el bloque de concreto.
  - ✓ Luego, tratar cuidadosamente las superficies de las columnas para asegurar la correcta instalación de los dispositivos de aislamiento: nivelar la superficie y remover posibles barras de refuerzo que sobresalgan.
  - ✓ Finalmente, enrasar una capa de mortero de curado rápido en las superficies cortadas.
- v. Instalación de los dispositivos de aislamiento
  - ✓ Insertar los dispositivos de aislamiento manualmente (ver figura 2-34 d)
  - ✓ Instalar un flat-jack (gato plano) entre la base del dispositivo y la superficie superior de la columna de CA.
  - ✓ Luego, inflar al flat jack con mortero epóxico y dejarlo permanentemente en el sitio, para distribuir uniformemente la carga de gravedad al dispositivo de aislamiento.
- vi. Dispositivos de bloqueo temporales
  - ✓ Por razones de seguridad, durante los trabajos, la partes superiores e inferiores de las columnas cortadas son conectadas por medio de perfiles temporales de acero para prevenir posibles movimientos horizontales en caso de la ocurrencia de un sismo.
- vii. Escaleras y elevadores
  - ✓ Las escaleras y los muros de CA de la caja de elevador son cortados horizontalmente en el nivel de aislamiento correspondiente (ver figura 2-35 a).

Luego, deslizadores son insertados para sostener las cargas de gravedad al mismo tiempo que permiten grandes desplazamientos horizontales (ver figura 2-35 b)

- viii. Líneas de los servicios y elementos no estructurales.
  - ✓ Las líneas de servicios que cruzan al nivel de aislamiento son cortadas y luego reconectadas con uniones flexibles que permitan deformación.
- ix. Restauración de la edificación
  - ✓ Los dispositivos de bloqueo temporal son removidos y los gatos hidráulicos para el soporte de las cargas de gravedad son desconectados. Los dispositivos de aislamiento son protegidos contra fuego y variaciones térmicas. Finalmente, se restauran los muros interiores, tabiquería, acabados y ventanas.

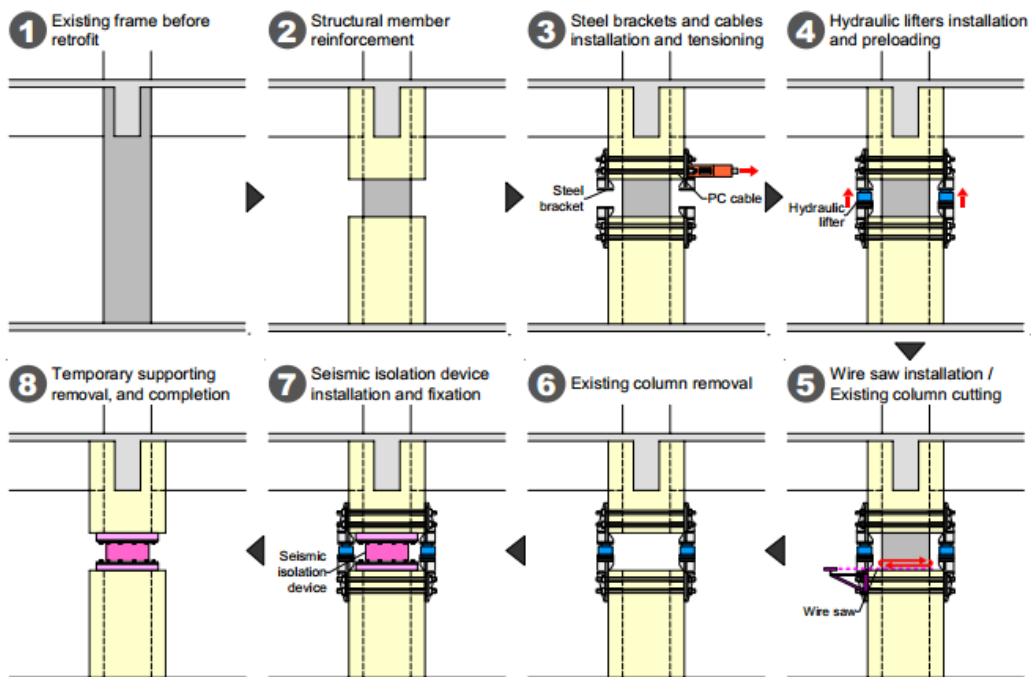


Figura 2-32 Proceso constructivo por el método de soporte temporal (Masuzawa, 2008)



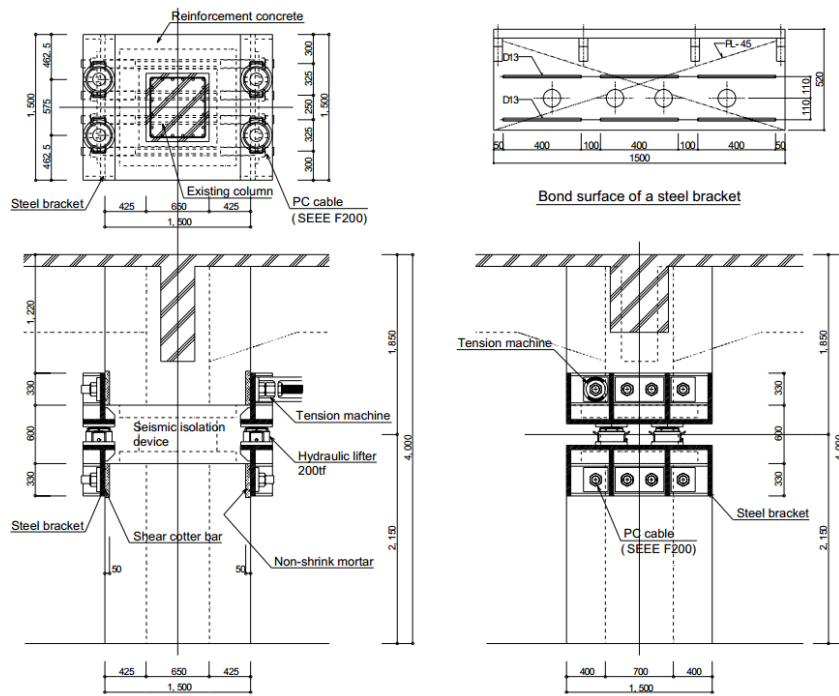


Figura 2-33 Detalle de la columna de Concreto Armado después del reforzamiento con “Jacketing” de columnas (Cardone,2014)



a) Perforación de la columna



b) Colocación de soportes de acero



c) Corte de la columna



d) Instalación del dispositivo

Figura 2-34 Proceso constructivo por el método de soporte temporal (Cardone, 2014)

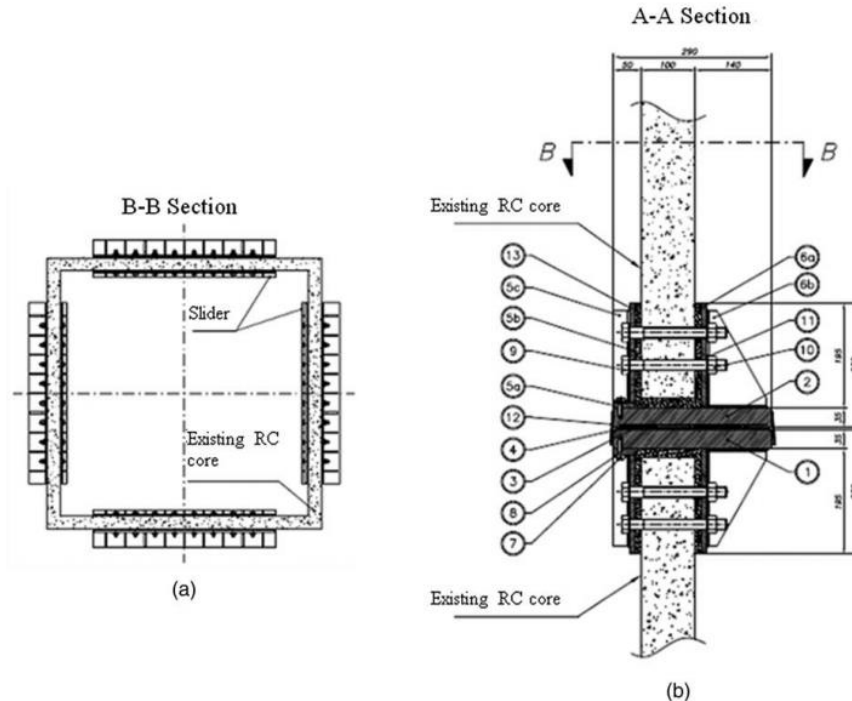


Figura 2-35 Rehabilitación del núcleo del ascensor: (a) Vista en planta y (b) detalle del PTFE (politetrafluoroetileno o Teflón)- Deslizadores de acero (Cardone,2014)

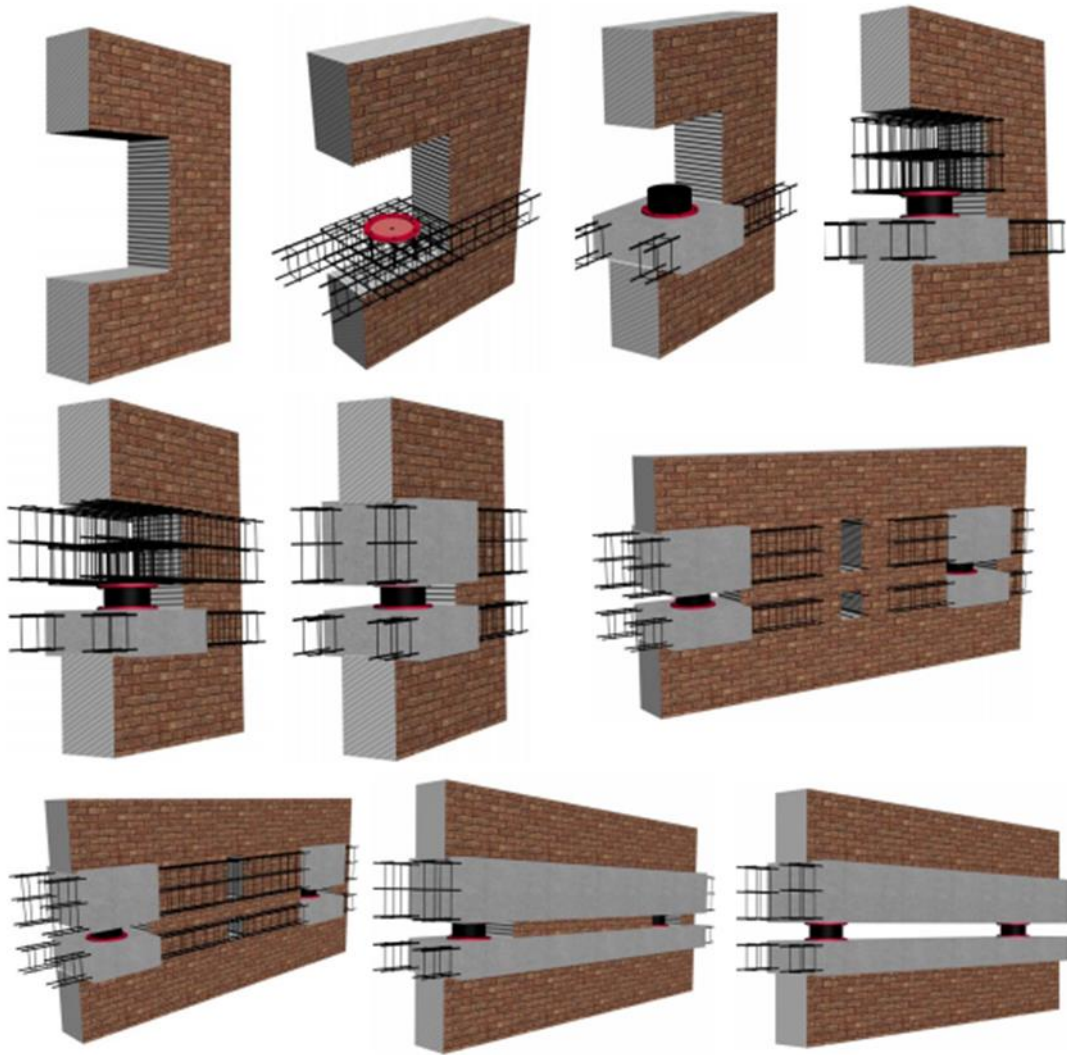
### 2.3.4 Método de aislamiento sísmico para edificios con muros portantes

Un método de aislamiento sísmico para edificios con muros portantes fue desarrollado por el Melkumyan (1997), las fases de construcción fueron las siguientes (Clemente 2012 y Melkumyan 2011):

- Realizar aberturas en la mampostería en las posiciones del dispositivo de aislamiento. Estas aberturas deberán ser lo suficientemente altas como para contener las vigas superior e inferior y el dispositivo aislador.
- Construir la porción de viga inferior de concreto, con las barras de acero que pasen a lo largo de ambos lados de los muros (formando pedestales inferiores).
- Instalar el dispositivo de aislamiento
- Realizar la porción de viga superior de concreto, con las barras de acero que pasen a lo largo de ambos lados de los muros (formando pedestales superiores).
- Realizar aberturas en los muros, entre los aisladores sísmicos, para atar el acero de refuerzo de las vigas superiores e inferiores
- Realizar las vigas por encima y por debajo de los aisladores, formando así vigas continuas a lo largo de todas las paredes que llevan del edificio.
- Cortar la mampostería entre los aisladores.

Es importante que las aberturas en los muros se realicen de modo dos aberturas adyacentes no se realicen simultáneamente; las partes de muros existentes entre aisladores sísmicos deben cortarse comenzando desde la mitad del edificio en planta (Melkuman, 2004).





*Figura 2-36 Etapas de instalación del sistema de aislamiento sísmico en el edificio existente con muros (Adaptada de Melkumyan et al., 2011)*

### 3. CASO DE ESTUDIO

Para esta investigación se seleccionó un hospital de Lima Metropolitana como caso de estudio. Existen 47 hospitales e institutos de salud en Lima, y más de 200 establecimientos de salud de menor categoría (Palomino y Tamayo, 2016). Estos hospitales están administrados por 3 instituciones: El Ministerio de Salud (MINSA), el Seguro Social de Salud (EsSalud) y las Direcciones de Sanidad de la Marina de Guerra, Fuerza Aérea del Perú (FAP), y Policía Nacional de Perú (PNP). En la tabla 3-1 se muestra el número de hospitales por institución.

*Tabla 3-1 Tabla de Hospitales por administración (Palomino y Tamayo,2016)*

<b>Categoría</b>	<b>MINSA</b>	<b>ESSALUD</b>	<b>FAP y PNP</b>
<b>Hospitales</b>	20	14	6
<b>Institutos Especializados</b>	7	-	-

Como fuente de elección se tomó al trabajo de investigación de Palomino y Tamayo (2016), en el cual se estudiaron 41 hospitales en Lima Metropolitana: 27 hospitales e institutos administrados por MINSA y 14 hospitales administrados por EsSalud (ver tabla 3-2 y tabla 3-3).

*Tabla 3-2 Hospitales de MINSA en Lima Metropolitana (Palomino & Tamayo, 2016)*

<b>Hospitales MINSA</b>	<b>Nombre Distrito</b>
H. N. Daniel Alcides Carrion	Bellavista
H. María Auxiliadora	San Juan de Miraflores
H. N. Hipólito Unanue	El Agustino
H. N. Dos De Mayo	Lima
H. N. Arzobispo Loayza	Lima
H. De Emergencias Pediátricas	La Victoria
H. de Emergencias José Casimiro Ulloa	Miraflores
H. Madre Niño San Bartolomé	Lima
H. N. Cayetano Heredia	San Martín de Porres
H. N. Sergio E. Bernales	Comas
H. Víctor Larco Herrera	Magdalena del Mar
H. San José Del Callao Carmen de La Legua	Carmen de La Legua
H. José Agurto Tello De Chosica	Lurigancho - Chosica
H. Hermilio Valdizan	Santa Anita
H. Carlos Lanfranco La Hoz	Puente Piedra
H. De Ventanilla	Ventanilla
H. Vitarte	Ate
H. Huaycan	Ate
H. San Juan De Lurigancho	San Juan de Lurigancho
H. Santa Rosa	Pueblo Libre

Tabla 3-3 Hospitales de ESSALUD e Institutos de Minsa en Lima Metropolitana (Palomino & Tamayo, 2016)

<b>Hospitales EsSalud</b>	<b>Nombre Distrito</b>
H. N. Alberto Sabogal	Bellavista
H. N. Edgardo Rebagliati	Jesús María
H. N. Guillermo Almenara	La Victoria
H. De Emergencias Grau	La Victoria
H. Luis Negreiros	Callao
H. Marino Molina	Comas
H. Octavio Mongrut	San Miguel
H. De Vitarte	Ate
H. Angamos	Miraflores
H. Aurelio Díaz Ufano	San Juan de Lurigancho
H. Jorge Voto Bernales	Santa Anita
H. San Isidro Labrador	Santa Anita-Ate
H. Carlos Alcántara	La Molina
H. Uldarico Rocca	Villa El Salvador
<b>Institutos MINSAs</b>	<b>Nombre Distrito</b>
I. N. De Salud Del Niño	Breña
I. N. Materno Perinatal	Lima
I. N. De Rehabilitación	Bellavista
I. N. De Ciencias Neurológicas	Lima
I. N. De Salud Mental HD-HN	San Martín de Porres
I. N. De Oftalmología	Breña
I. N. De Enfermedades Neoplásicas	Surquillo

### 3.1 Elección del edificio en estudio

Para la elección del caso de estudio se utilizó el sistema de toma de decisiones por ventajas (CBA) que toma en cuenta las ventajas de las alternativas para compararlas entre sí y decidir por la mejor opción (Suhr, 1999). El método CBA utiliza los siguientes términos (Brioso, 2017):

- **Alternativa:** es una decisión posible (por ejemplo, elegir el Hospital 1 o el Hospital 2).
- **Factor:** es un “contenedor” de criterios, atributos, ventajas, importancia, y otros tipos de datos.
- **Criterio:** es una regla de decisión o pauta establecida por el que toma la decisión
- **Atributo:** es una característica o calidad de una alternativa.
- **Ventaja:** es una diferencia beneficiosa entre dos y sólo dos atributos. En el sistema CBA sólo se usan las ventajas, es decir, una desventaja de una alternativa se debe mostrar como una ventaja de la otra.

Para aplicar el sistema CBA se siguieron los pasos propuestos por Arroyo et al. (2013), para el caso de estudio se usaron los siguientes: Identificar las alternativas, definir los factores, identificar los atributos de cada alternativa, decidir las ventajas de cada

alternativa y decidir la importancia de cada ventaja (IofA). A continuación, se aplica cada uno de estos pasos.

### 3.1.1 Identificar las alternativas

Para la identificación de las alternativas, se partió del trabajo de investigación de Palomino & Tamayo (2016): Evaluación probabilista del riesgo sísmico de hospitales en lima con plataforma Capra. Para el caso de estudio, las alternativas consideradas son las que presentan el mayor valor de reposición (tabla 3-4).

*Tabla 3-4 Valor de Reposición de Hospitales (Palomino & Tamayo, 2016)*

<b>Nombre</b>	<b>Valor de Reposición</b>
H. N. Edgardo Rebagliati	s/. 230,616,892
H. N. Guillermo Almenara	s/. 105,283,896
H. N. Daniel Alcides Carrion	s/. 98,139,062
I. N. De Salud del Niño	s/. 90,015,725

### 3.1.2 Definir factores

Se identificaron los factores que ayuden a diferenciar las alternativas. Los factores no considerados, son aquellos con atributos iguales. Por ejemplo, todas las alternativas tienen personal médico calificado.

Se tomaron en consideración los factores que contribuyan al número de asegurados atendidos (número de camas y número de especialidades), al nivel de atención (nivel de complejidad y categoría) y al valor patrimonial de la estructura (importancia arquitectónica). De lo anterior, los factores identificados para la investigación son:

- Factor 1: Número de especialidades médicas
- Factor 2: Número de camas
- Factor 3: Nivel de complejidad y categoría
- Factor 4: Importancia arquitectónica

Los niveles de complejidad y categoría de los establecimientos de salud se encuentran en la tabla 3-5:

*Tabla 3-5 Niveles de complejidad y categorías de establecimientos de salud – (NTS, 2011)*

<b>Nivel de atención</b>	<b>Nive de complejidad</b>	<b>Categorías de establecimientos de salud</b>	
Primer Nivel de Atención	1º Nivel	I-1	
	2º Nivel	I-2	
	3º Nivel	I-3	
	4º Nivel	I-4	
Segundo Nivel de Atención	5º Nivel	<b>Atención General</b> II- 1	<b>Atención Especializada</b> II-E
	6º Nivel	II- 2	
Tercer Nivel de Atención	7º Nivel	III-1	III-E
	8º Nivel		III-2

### 3.1.3 Identificar los atributos de cada alternativa

Luego de la selección de factores, se buscó información de los atributos de las alternativas (características de los hospitales en base a los factores establecidos). Los resúmenes de cada alternativa se encontraron en las páginas del Ministerio de Salud entre otros.

#### 3.1.3.1 Hospital Edgardo Rebagliati Martins (HERM)

Hospital inaugurado en noviembre de 1958, ubicado en el distrito de Jesús María. Es de categoría III-1, tiene 93 especialidades médicas, 1.600 camas y 115 consultorios externos (EsSalud, 2012). Este edificio fue declarado en el 2008, como “Patrimonio Arquitectónico de la Seguridad Social del Perú” (Pinglo,2014).



*Figura 3-1 Hospital Edgardo Rebagliati Martins (Fuente: <http://www.iperu.org/>)*

#### 3.1.3.2 Hospital Nacional Guillermo Almenara Irigoyen

Este hospital administrado por EsSalud abrió sus puertas en 1941, se ubica en el Distrito de La Victoria. En 2015 fue categorizado como Instituto de Salud Especializado III-2, máximo nivel otorgado por el Ministerio de Salud del Perú a los establecimientos de salud del país (EsSalud,2015). Este hospital presenta 50<sup>1</sup> especialidades y 817<sup>2</sup> camas (ESSALUD 2018<sup>1</sup> y Desarrollo Peruano 2015<sup>2</sup>).



*Figura 3-2 Hospital Nacional Guillermo Almenara (Fuente: <http://infraestructuraperuana.blogspot.pe/>)*

#### 3.1.3.3 Hospital Daniel Alcides Carrión

Inaugurado en 1941, se ubica en el Distrito de Bellavista. Es una Institución docente y de alta complejidad con Categoría III-1. En la actualidad el Hospital Carrión tiene una

capacidad de 547 camas para hospitalización, 07 Salas Quirúrgicas Electivas y 03 Salas de Emergencia (HNDAC,2017). La consulta externa se da en 36 especialidades médicas y quirúrgicas (HNDAC,2018).



*Figura 3-3 Hospital Daniel Alcides Carrión (Fuente: <http://www.tvperu.gob.pe>)*

#### 3.1.3.4 Instituto Nacional de Salud del niño

Este instituto administrado por Minsa viene funcionando desde 1929, se ubica en el distrito de Breña. Es de categoría III-2 y el primer centro pediátrico en todo el país. Tiene una capacidad de 450 camas y cuenta con 32 especialidades (MINSa 2015 y INSN 2018).



*Figura 3-4 Hospital Nacional de salud del Niño (Fuente: <http://www.unmsm.edu.pe>)*

#### 3.1.4 Decidir las ventajas de cada alternativa

Luego de definir los atributos se aplicaron criterios para identificar las ventajas, para el caso de estudio se eligió el criterio de "Mayor es mejor". De acuerdo con el criterio escogido, la ventaja será tener mayor número de camas, mayor nivel de complejidad, etc. En este caso, se encontraron fácilmente las ventajas, pues los factores estaban representados por números. La tabla 3-6 resume las ventajas de cada alternativa.



### 3.1.5 Decidir la importancia de cada ventaja (lofA)

Según Parrish, K., & Tommelein, I. (2009), los pasos para elegir la importancia de cada ventaja son los siguientes:

- Resaltar la “ventaja más importante de cada factor”.
- Comparar las ventajas más importantes de cada factor y seleccionar la más importante “ventaja primordial”, para establecer la escala de importancia. La ventaja primordial toma el punto más alto en la escala de importancia (Suhr 1999).
- Ponderar la importancia de la “ventaja más importante de cada factor”, en comparación con la “ventaja primordial”.
- Por último, asignar un grado de importancia a las ventajas restantes relativas a la ventaja más importante de ese factor.

Para el caso de estudio las ventajas más importantes de cada factor son: mayor número de camas, número de especialidades, nivel de complejidad e importancia arquitectónica. Para asignar “lofAs” a las ventajas se usó una escala del 0 al 100 (también se pudo haber usado otra escala). Por lo general, a la ventaja primordial se le asigna una importancia de 100; sin embargo, en este caso se le asignó un puntaje de 100 a todas las ventajas más importantes de cada factor. Por último, se asignó un grado de importancia a las ventajas restantes relativas de cada factor en base a un criterio de proporcionalidad entre sus atributos (tabla 3-6).

La participación de múltiples partes interesadas (stakeholders) en la asignación de un grado de importancia a las ventajas permite a los tomadores de decisiones considerar múltiples puntos de vista. Además, grupos distintos de “stakeholders” pueden decidir diferentes importancias de ventajas (Parrish, K., & Tommelein, I., 2009).

### 3.1.6 Elección del edificio hospitalario

Se escogió al hospital con mayor puntaje en loafA. En la última fila de la tabla 3-6 se calculan las importancias totales de cada alternativa siendo el hospital Rebagliati (Importancia Total = 375) la alternativa escogida.

Tabla 3-6 CBA – Pasos de 1 al 5

Factor y Criterio		H. N. Edgardo Rebagliati	H. N. Guillermo Almenara	H. N. Daniel Alcides Carrion	I. N. De Salud del Niño
1. Número de especialidades médicas <i>Crit: Mayor es mejor</i>	Ventaja : Atributo:	Mayor número 93 <b>Imp: 100</b>	50 <b>Imp: 54</b>	36 <b>Imp: 39</b>	32 <b>Imp: 34</b>
2. Número de camas <i>Crit: Mayor es mejor</i>	Ventaja : Atributo:	Mayor número 1600 <b>Imp: 100</b>	817 <b>Imp: 51</b>	547 <b>Imp: 34</b>	450 <b>Imp: 28</b>
3. Nivel de complejidad y categoría <i>Crit: Mayor es mejor</i>	Ventaja : Atributo:	III-1 <b>Imp: 75</b>	Mayor número III-2 <b>Imp: 100</b>	III-1 <b>Imp: 75</b>	Mayor número III-2 <b>Imp: 100</b>
4. Importancia arquitectónica <i>Crit: Mayor es mejor</i>	Ventaja : Atributo:	Patrimonio Arquitectónico Gran importancia <b>Imp: 100</b>	Ninguna <b>Imp: 50</b>	Ninguna <b>Imp: 50</b>	Ninguna <b>Imp: 50</b>
Total IofA		<b>375</b>	<b>255</b>	<b>198</b>	<b>212</b>



### 3.2 Hospital Edgardo Rebagliati Martins

El Hospital Nacional Edgardo Rebagliati Martins (HERM), antiguo Hospital del Empleado, es un centro hospitalario público peruano situado en Lima, distrito de Jesús María, y administrado por EsSalud. Fue inaugurado en 1958, en el gobierno de Manuel Prado Ugarteche.

Su diseño estuvo a cargo de los Arquitectos Edwards Stone y Alfred L. Aydelott, miembros de la Asociación de Arquitectos de los Estados Unidos. La construcción duró siete años. En la tabla 3-5 se muestra la ubicación del hospital.



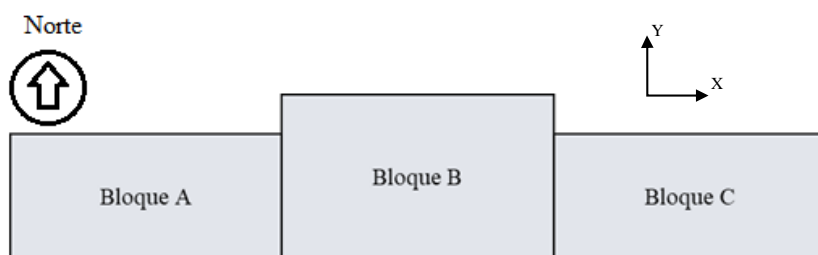
Figura 3-5 Ubicación del Hospital Edgardo Rebagliati (Fuente: Google Maps)

#### 3.2.1 Características generales

El hospital Rebagliati cuenta con tres pabellones principales (Bloques A, B y C), éstos se muestran en la figura 3-6 y su ubicación en planta en la figura 3-7. Estos pabellones tienen un sistema estructural de pórticos de concreto armado, sus techos son losas aligeradas de 35cm armadas en un solo sentido y sus cimentaciones están conformadas por zapatas aisladas. Además, en sus interiores se han utilizado muros de albañilería como elementos divisorios y se separan entre bloque y bloque con una junta de dilatación de 25 cm. Este trabajo se ha enfocado en estos pabellones.



Figura 3-6 Caso de estudio: Hospital Edgardo Rebagliati (HERM)



*Figura 3-7 Planta de los pabellones A, B, C -Hospital Edgardo Rebagliati Martins*

- **Pabellón A**

El pabellón A tiene 13 pisos y un sótano. Presenta 10 vanos de una longitud de 7.30 m en la dirección X y un vano para la escalera de 4.15m. En la dirección perpendicular se tienen vanos de 5.20 m.,5.30 m. y 5.40 m. con alturas promedios de 3.10 m.

- **PABELLÓN B**

El pabellón B tiene 14 pisos, un sótano y una estructura apéndice en lo alto del edificio donde se encuentran 2 tanques de agua. Presenta 13 vanos de una longitud de 7.30 m en la dirección X. En la dirección perpendicular se tienen 5 vanos de diversas medidas con alturas promedio de 3.10 m.

- **PABELLÓN C**

El pabellón C tiene 13 pisos y un sótano. Presenta 9 vanos de una longitud de 7.30 m en la dirección X y un vano para la escalera de 4.15m. En la dirección perpendicular se tienen vanos de 5.20 m.,5.30 m. y 5.40 m. con alturas promedios de 3.10 m.

### 3.2.2 Estudios previos

Se trabajó con los siguientes estudios previos: “CISMID (1997), Proyecto de vulnerabilidad Sísmica de Hospitales del Perú”, “Fajardo (2012), Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad” y “Díaz (2014), Implementation of Building Monitoring Network in Perú Under SATREPS Project.”

#### 3.2.2.1 Estudio estructural

El CISMID (1997) desarrolló el análisis del HERM de acuerdo con la Norma de Diseño Sismo Resistente vigente en aquel entonces (RNC-77), considerando el espectro de diseño para períodos de retorno de 50 y 100 años, correspondiente a aceleraciones máximas de 0.25 y 0.35 g. Los resultados que obtuvieron fueron esfuerzos, desplazamientos absolutos y relativos. El CISMID usó métodos de análisis lineal y determinó que gran parte de la albañilería alojada en la estructura principal (pórticos de concreto) sufriría daños considerables ante la ocurrencia de un sismo severo (Fajardo, 2012).

Por otro lado, Fajardo (2012) desarrolló una evaluación estructural del pabellón A usando el método de espectro de capacidad, un análisis estático no lineal. De su trabajo, Fajardo (2012) concluyó que, ante un sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (aportada, sin considerar muros) experimentaría rótulas plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas en ambas direcciones, a niveles de Ocupación Inmediata.

### 3.2.2.2 Estudio Geotécnico

El CISMID (1997) realizó un estudio geotécnico de la zona donde el hospital se encuentra ubicado y obtuvo información de las características del suelo. Es necesario resaltar que las conclusiones y recomendaciones de su estudio son referenciales. Del mismo se obtuvo que la resistencia mecánica y capacidad de carga de este tipo de suelos es elevada, atribuyendo conservadoramente valores de 4.0 Kg/cm<sup>2</sup> para condiciones típicas de cimentación.

### 3.2.2.3 Costo estimado de reforzamiento

De acuerdo con el CISMID (1997), el costo estimado del reforzamiento de los sectores que necesitarían intervenciones (A, B, C y L) es de US\$ 5'373,150 ( tabla 3-7 ). El objetivo del reforzamiento sería proporcionar mayor rigidez a las edificaciones.

*Tabla 3-7 Costo estimado de reforzamiento (Cismid-1997)*

<b>Sector</b>	<b>Área (m2)</b>	<b>Costo(/m2) US</b>	<b>Estimado US</b>
A	15610	75	1,170,750
B	41338	75	3,100,350
C	14337	75	1,075,275
L	357	75	26,775

**Total Estimado US 5,373,150**

### 3.2.2.4 Estudios diversos

El CISMID (1997) con la finalidad de verificar la resistencia mecánica de los materiales del edificio, realizó ensayos de esclerometría que arrojaron valores promedio de la resistencia del concreto (f'c) que varían de 300 Kg/cm<sup>2</sup> a 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

Además, realizaron ensayos de medición de vibración natural de la estructura mediante microtrepidaciones para la verificación de las características dinámicas del edificio y su validez como representativo de la estructura. De esta manera se realizó la calibración del modelo y verificó la efectividad de las cargas existentes. La tabla 3-8 muestra el período hallado por el CISMID en su modelo y en las mediciones de microtrepidaciones. Por otro

lado, en la tabla 3-9 se muestran los resultados del estudio teórico de Fajardo (2012) y los resultados de la red de monitoreo del proyecto SATREP (Díaz et al ,2014).

*Tabla 3-8 Períodos HERM (CISMID, 1997)*

Pabellón	CISMID (1997) - Períodos (seg)				
	Análisis teórico			Microtrepidaciones	
	X	Y	Rot	X	Y
A	0.55	1.05	0.78	0.75	0.84
B	0.64	1.12	1.01	0.79	0.91
C	0.63	1.01	0.75	0.75	0.82

*Tabla 3-9 Períodos - HERM*

Pabellón	Fajardo (2012) *		SATREPS (2014) **	
	X	Y	X	Y
A	1.74	1.93	0.98	0.98

\* Análisis teórico de la tesis de Fajardo (2012)

\*\* Red de monitoreo del SATREPS

Adicionalmente, para este estudio se realizó la medición de los períodos de los Pabellones A, B y C. En la tabla 3-10 se muestran los resultados de los análisis teóricos y de las mediciones con sismómetro y en la figura 3-8 la toma de mediciones con el sismógrafo.

*Tabla 3-10 Períodos HERM (Estudio 2017)*

Pabellón	Períodos (seg)			
	Medición con sismómetro			Análisis teórico
	X	Y	Rot	
A	0.51 - 0.52	0.72 - 0.81	0.34 - 0.36	1.30
B	0.74 - 0.78	0.89 - 0.91	0.47 - 0.50	1.50
C	0.50 - 0.53	0.74 - 0.78	0.37 - 0.44	1.30



Figura 3-8 Toma de medición de vibraciones con sismógrafo Güralp 6TD

### 3.2.3 Objetivos de desempeño sísmico - Control de derivas y aceleraciones

Se estableció como objetivo de desempeño que el nivel de daño de la estructura y elementos no estructurales del hospital, para un sismo máximo esperado ( $T_r=2500$  años), sea de leve a moderado. Por lo tanto, esto se traduce en términos de ingeniería en controlar las derivas y aceleraciones del hospital. Se determinaron los límites de daño para instalaciones esenciales de acuerdo con el HAZUS-MR4 (2003). Este manual muestra distintos estados de daño de acuerdo con características del edificio como, sistema estructural (tipología estructural y altura) y nivel de diseño sísmico (Low code, moderate code o high code).

En el caso de estudio, el sistema estructural del HERM es C3H (pórticos de concreto con albañilería no reforzada de relleno), donde la letra "H" se asigna a edificaciones altas, mayores a 8 pisos. Además, debido a la antigüedad de la edificación, se consideró que el hospital presenta un nivel bajo en su diseño sismorresistente (Low code). De lo anterior, la tabla 3-11 muestra los límites de daño para la estructura del hospital y para los elementos no estructurales en términos de derivas y aceleraciones de piso respectivamente.

Tabla 3-11 Deriva de entrepiso para cada estado de daño (HAZUS-MR4, 2003)

Nivel de diseño sísmico: Low-code (C3H)				
Parámetros	Leve	Moderado	Extenso	Completo
Deriva de entrepiso (m/m)	0.0019	0.0038	0.0094	0.0219
Aceleración de piso (g)	0.2	0.4	0.8	1.6

En algunos casos el daño estructural no es directamente observable. Por lo tanto, cuando es necesario, estos estados de daño hacen referencia a ciertos efectos sobre elementos no estructurales que pueden ser indicativos del daño estructural. La descripción de los

estados de daño estructural para edificios de pórticos de concreto con muros de relleno de mampostería sin reforzar es el siguiente (HAZUS-MR4, 2003):

**Daño estructural leve:** Grietas diagonales finas (a veces horizontales) en la mayoría de los muros de relleno; grietas en las interfaces muro de relleno - pórtico

**Daño estructural moderado:** La mayoría de las superficies de los muros de relleno exhiben grandes grietas diagonales u horizontales; algunos muros exhiben aplastamiento del ladrillo alrededor de las conexiones viga-columna. Pueden observarse grietas de corte diagonal en vigas o columnas de concreto.

**Daño estructural extenso:** La mayoría de los muros de relleno presentan grandes grietas; algunos ladrillos pueden caer; algunos muros de relleno pueden sobresalir fuera del plano; algunos muros pueden caer parcial o completamente; pocas columnas o vigas de hormigón pueden fallar por corte, lo que resulta en un colapso parcial. La estructura puede exhibir deformación lateral permanente.

**Daño estructural completo:** La estructura se ha derrumbado o está en peligro inminente de colapso debido a una combinación de falla total de las paredes de relleno y falla no dúctil de las vigas y columnas de concreto. Aproximadamente se espera que el 15% (baja altura), el 13% (mediana altura) o el 5% (gran altura) del área total de los edificios C3 con daño completo se derrumbe.

El daño a los componentes no estructurales sensibles a la aceleración (por ejemplo, equipos mecánicos) está en función a la aceleración del piso. Los estados de daño para elementos no estructurales (equipo eléctrico-mecánico, tuberías, conductos) es el siguiente (HAZUS-MR4, 2003):

**Daño no estructural Leve:** El equipo más vulnerable (por ejemplo, sin anclaje o en aisladores de resorte) se mueve y daña las tuberías o conductos.

**Daño no estructural moderado:** Los movimientos son más grandes y el daño es más extenso; tuberías con fuga en pocos lugares; el equipamiento del elevador y sus rieles guías pueden requerir alineación.

**Daño no estructural extenso:** Equipos en aisladores de resortes se caen; otros equipos no anclados se deslizan o se caen rompiendo conexiones de tuberías y conductos; las fugas se desarrollan en muchos lugares; el equipo anclado presenta pernos y anclajes deformados.

**Daño no estructural completo:** El equipo se daña al deslizarse, volcar o fallar sus soportes y deja de funcionar; las tuberías tienen fugas en muchos lugares; algunos soportes de tuberías y ductos han fallado, causando que cañerías y conductos se caigan o cuelguen; los rieles del elevador se pandean o tienen soportes rotos y/o contrapesos descarrilados.

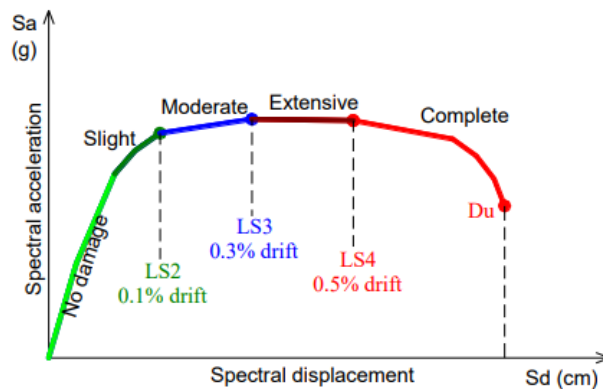
Por otra parte, para establecer el nivel de desempeño para mampostería no reforzada se utilizaron los límites de daño para estructuras de mampostería propuestos por Calvi (1999). La tabla 3-12 muestra sus niveles de desempeño. Se planteó como objetivo que los muros no superen un daño moderado (deriva menor a 0.003).

*Tabla 3-12 Nivel de desempeño para mampostería no reforzada (Calvi, 1999)*

**Nivel de desempeño de mampostería no reforzada (Calvi, 1999)**

Parámetros	Leve	Moderado	Extenso
Deriva	0.001	0.003	0.005

La figura 3-9 muestra un espectro de capacidad ( $S_a$  vs  $S_d$ ), en el cual se indican los límites de daño propuestos por Calvi a lo largo de dicha curva. La norma técnica E-070 (2006) indica que el límite máximo de la distorsión angular para permitir que el muro sea reparable se fija en 1/200 (0.005). Además, San Bartolomé (2005) menciona que el límite elástico de la albañilería es aproximadamente 1/800 (0.00125).



*Figura 3-9 Niveles de desempeño de mampostería no reforzada (Bilgin & Korini, 2012)*

## **4. DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DE BASE FIJA**

Para el diagnóstico de la estructura de base fija se realizaron dos análisis; un análisis estático no lineal (pushover) y un análisis tiempo historia no lineal. Los modelos matemáticos para el análisis estructural dinámico de las estructuras fueron realizados en el programa de cómputo Midas Gen (Building Design & Analysis Integrated Solution).

### **4.1 Metodología usada para el diagnóstico**

Para realizar el diagnóstico del HERM se empezó con la recopilación de antecedentes, como planos, fotografías e informes de diagnósticos anteriores. Luego se realizó la inspección visual del hospital para el reconocimiento del entorno y de sus características fundamentales como dimensiones de columnas y ubicación de los muros de relleno. De lo anterior se decidió tomar las propiedades de los materiales que se mencionan en los planos y estudios previos. Para las dimensiones y ubicación de los muros se realizó un trabajo de levantamiento de información en campo. De lo anterior se elaboró un modelo referencial, con consideraciones adicionales de acuerdo con el tipo de análisis a realizar. Finalmente, se realizaron dos tipos de análisis, un análisis estático no lineal (pushover) y un análisis tiempo historia no lineal para un sismo Máximo esperado ( $T_r=2500$  años). De las respuestas anteriores, se determinó el nivel de daño esperado en la estructura y en los elementos no estructurales del hospital y se verificaron si los objetivos de desempeño establecidos se cumplirían.

### **4.2 Características estructurales del edificio**

Gracias al CISMID por gestionar el permiso para el ingreso al hospital y a la división de mantenimiento del Rebagliati se pudo contar con casi la totalidad de los planos de los pabellones del hospital. Los planos obtenidos fueron de arquitectura y estructuras (columnas, vigas, aligerado y la distribución de refuerzo). La resistencia nominal del concreto, según los planos estructurales, varía de  $210 \text{ Kg/cm}^2$  a  $350 \text{ Kg/cm}^2$  a lo largo de la altura. El sótano y los primeros tres pisos poseen una resistencia de  $350 \text{ Kg/cm}^2$ ; del piso 4 al piso 6 la resistencia es  $270 \text{ Kg/cm}^2$  y en los pisos superiores poseen una resistencia nominal de  $210 \text{ Kg/cm}^2$ . Para el análisis se ha considerado que el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es de  $2800 \text{ Kg/cm}^2$  que corresponde a las especificaciones estructurales que figuran en los planos.

Las columnas que componen al sistema estructural del edificio son de distintas secciones y refuerzos. Sus dimensiones son variadas en los distintos niveles, teniendo secciones desde  $94 \times 110 \text{ cm}$  en el primer nivel, hasta  $50 \times 50 \text{ cm}$  en los últimos niveles. Las dimensiones de las vigas y sus refuerzos también son variadas en los distintos niveles. El detalle de las columnas y vigas del hospital se obtuvieron de la planoteca del hospital.



En la figura 4-1 , figura 4-2 y figura 4-3 se muestran las plantas típicas de los pabellones A, B y C respectivamente. Las figuras muestran las secciones típicas de las columnas del sótano y su distribución en planta.

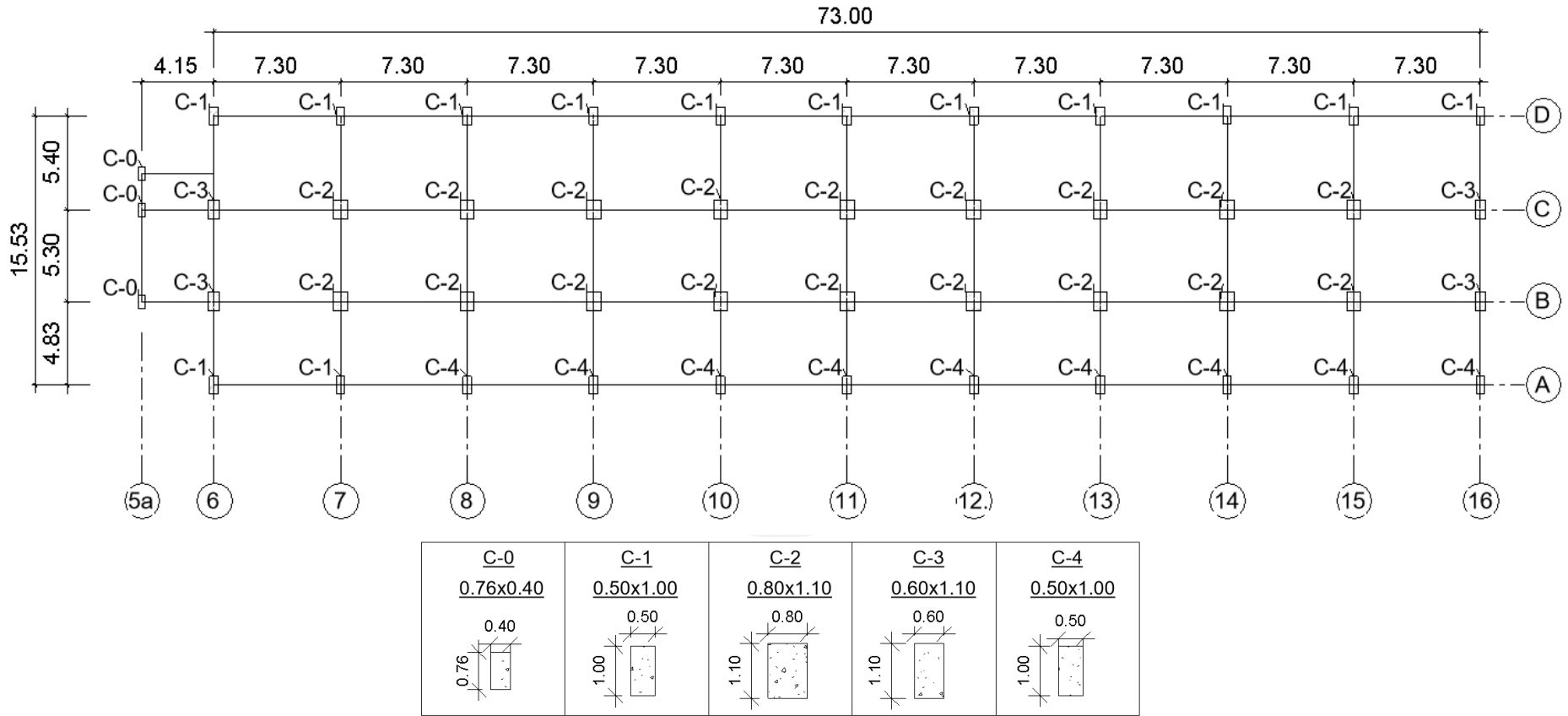
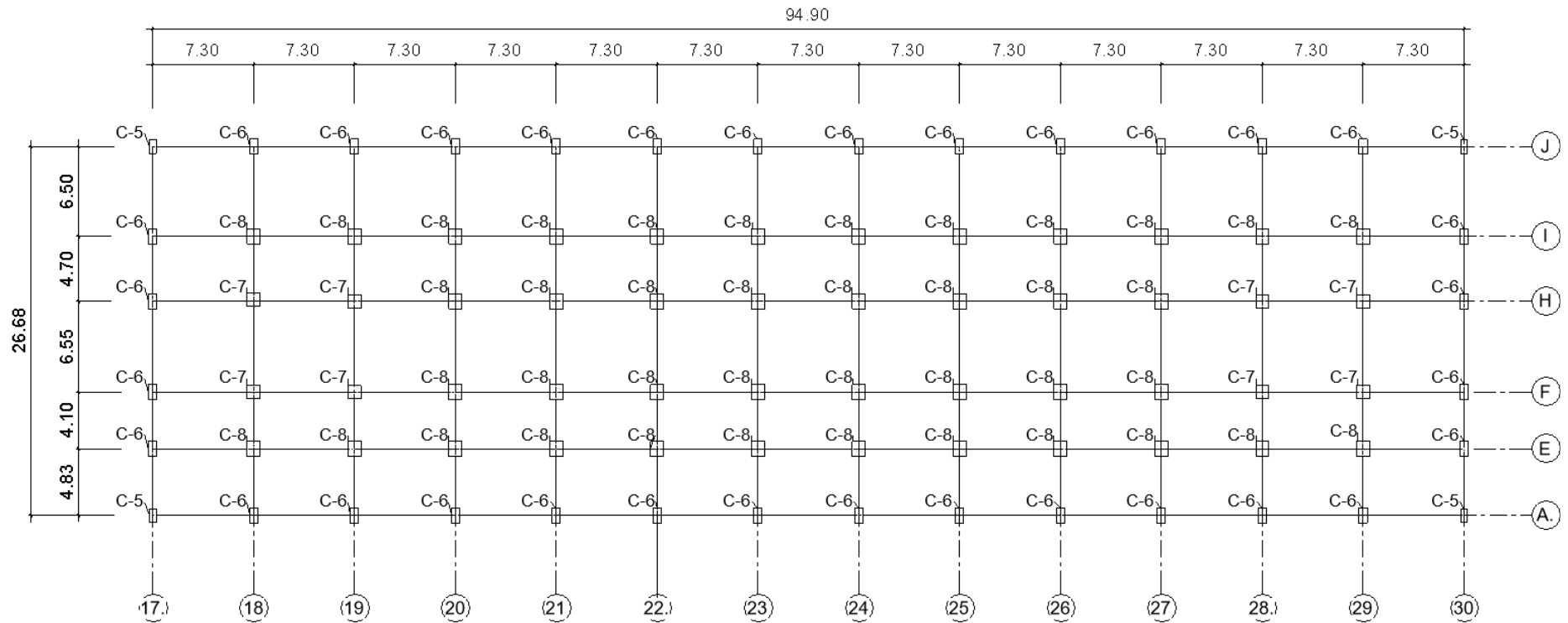


Figura 4-1 Planta Típica de la edificación (Pabellón A)



PLANTA DE COLUMNAS DEL SÓTANO - PABELLÓN B

C-5	C-6	C-7	C-8
0.50x1.00	0.60x1.10	0.94x0.94	0.94x1.10
0.50	0.60	0.94	0.94
1.00	1.10	0.94	1.10

Figura 4-2 Planta Típica de la edificación (Pabellón B)

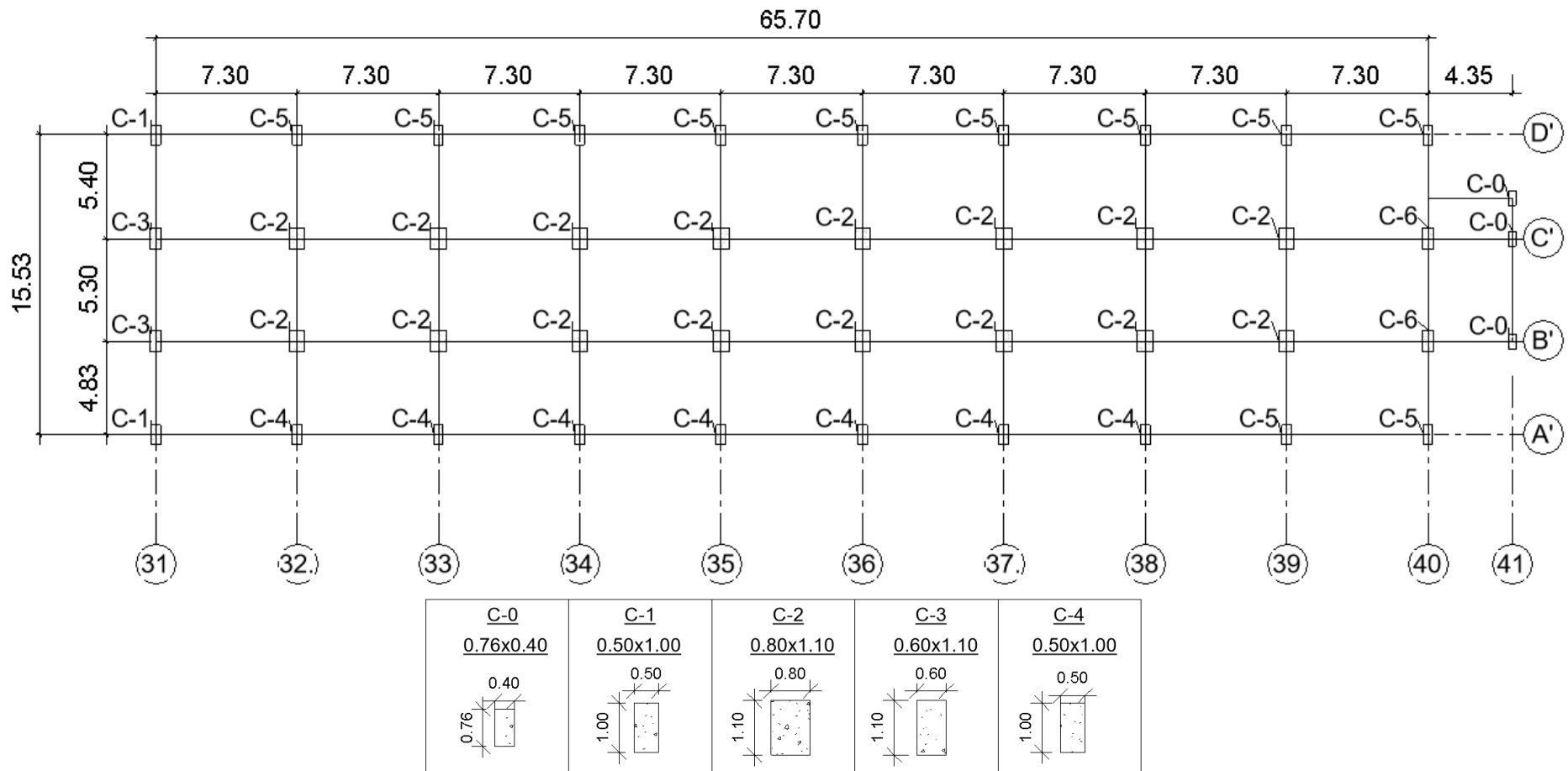


Figura 4-3 Planta Típica de la edificación (Pabellón C)

### 4.3 Modelo

A partir de las características generales y estructurales del hospital se realizó su modelamiento. En la figura 4-4 se muestra el modelo del HERM en el programa Midas, se presentan los 3 pabellones principales del hospital, separados por una junta de 25 cm.

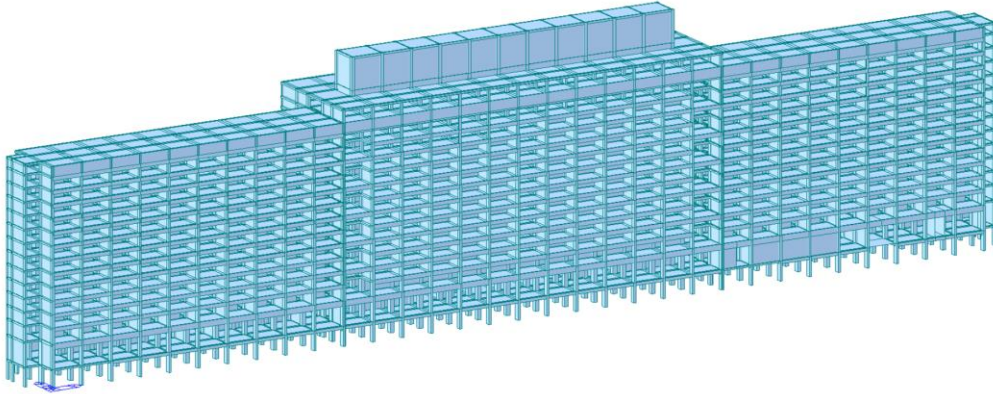


Figura 4-4 Modelo del Hospital Rebagliati

Para las cargas de gravedad se consideró el peso de los elementos estructurales como vigas y columnas (calculado internamente por el programa Midas GEN), las cargas muertas, el peso de las losas, el piso terminado y la tabiquería con los valores mostrados en la tabla 4-1.

Tabla 4-1 Cargas consideradas para el análisis

<b>Tipos de carga</b>	<b>Referencia</b>	<b>Carga (tonf/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Cargas permanentes</b>		
Concreto armado	E.020	2.4
Unidades de albañilería	E.020	1.8
<b>Sobrecargas</b>		
Salas de operaciones, laboratorios y áreas de servicios	E.020	0.3
Corredores y escaleras	E.020	0.4
Cuartos	E.020	0.2
Azoteas	E.020	0.1
Losa aligerada (espesor 0.35m)	Fajardo	0.5

Las consideraciones para el modelo inelástico de la estructura y albañilería se muestran a continuación:

#### 4.3.1 Modelo inelástico del edificio

En el modelo se emplearon elementos unidimensionales (vigas y columnas) con capacidad de deformación por flexión, fuerza cortante y carga axial. El comportamiento no lineal se ha concentrado en rótulas plásticas ubicadas en los extremos de los elementos tanto en vigas y columnas.

En el caso de columnas, el comportamiento bilineal ha sido simplificado de acuerdo con el siguiente diagrama (figura 4-5).

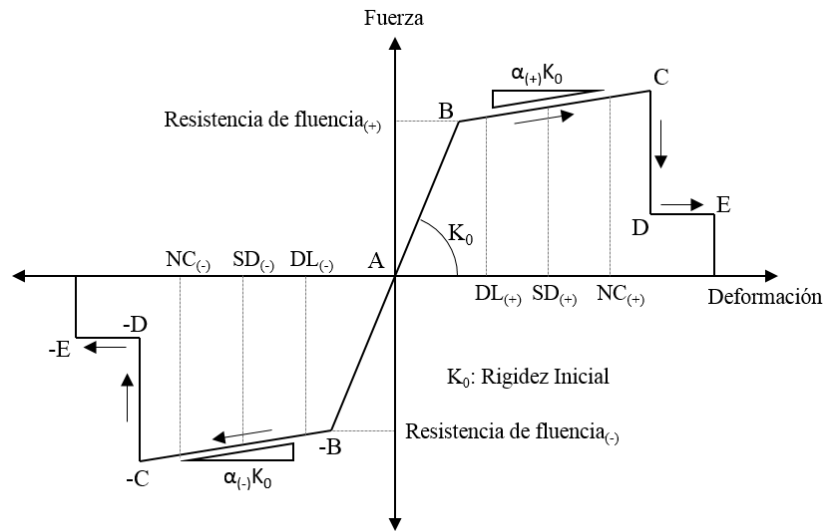


Figura 4-5 Esquema no lineal de las rótulas y estados de daño (adaptado de Midas GEN)

Este diagrama bilineal y sus valores respectivos de estados de daño (tabla 4-2) corresponden a la simplificación del Eurocode 8 (2004). Dependiendo del tipo de rótula, el software de análisis calcula su respectivo comportamiento bilineal.

Tabla 4-2 Estados de daño de las rótulas plásticas

Estado de daño	Axial		Corte		Momento	
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
DL: Limitación de daños	$1.25 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$
SD: Daño significativo	$4 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$0.75 \cdot D_u$	$0.75 \cdot D_u$
NC: Cerca al colapso	$6 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_y$	$1 \cdot D_u$	$1 \cdot D_u$

La forma simplificada de los diagramas de las rótulas axial, a corte y flexión se muestran en la figura 4-6, figura 4-7 y figura 4-8 respectivamente. Para la rótula axial se considera que no tiene ductilidad hacia el lado en compresión, pero sí hacia el lado en tracción. Además, la rótula a corte se considera sin ductilidad en ambas direcciones y la rótula a flexión se considera con ductilidad en ambos sentidos del giro.

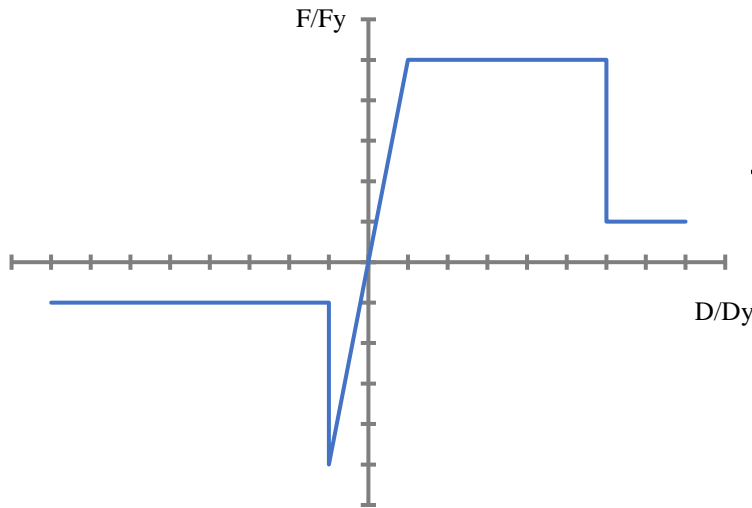


Figura 4-6 Diagrama no lineal de la rótula axial

Tabla 4-3 Valores de la figura 4-6

D/Dy	F/Fy
-8	-0.2
-1	-0.2
-1	-1.0
-1	-1.0
0	0.0
1	1.0
6	1.0
6	0.2
8	0.2

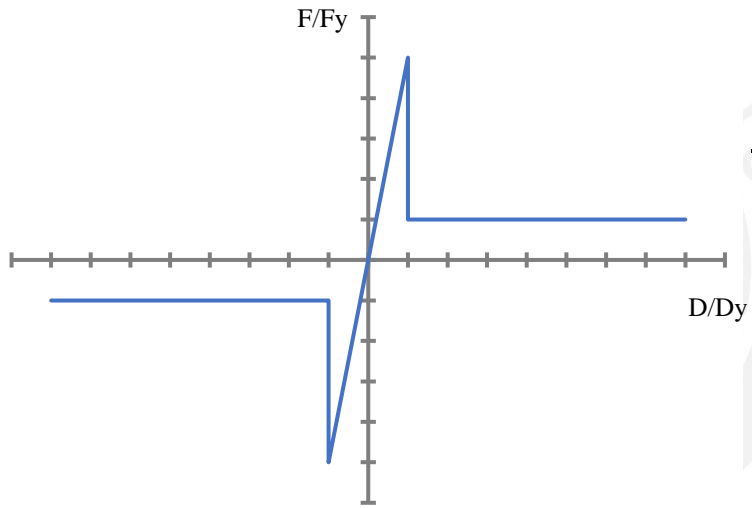


Figura 4-7 Diagrama no lineal de la rótula a corte

Tabla 4-4 Valores de la figura 4-7

D/Dy	F/Fy
-8	-0.2
-1	-0.2
-1	-1.0
-1	-1.0
0	0.0
1	1.0
1	1.0
1	0.2
8	0.2

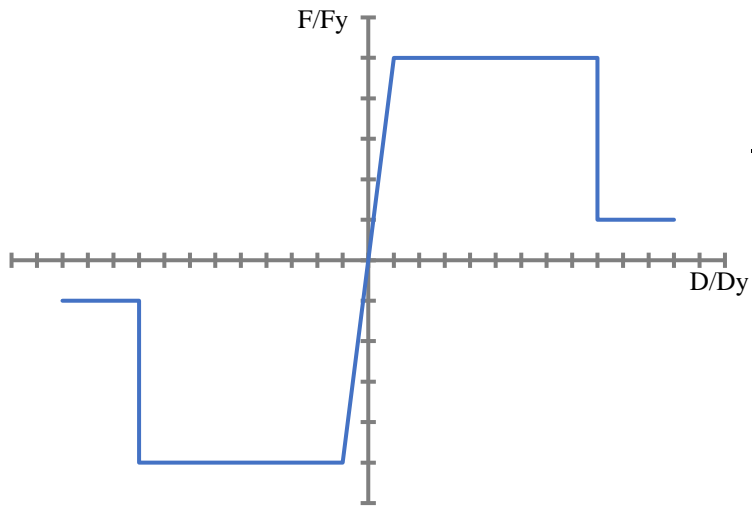


Figura 4-8 Diagrama no lineal de la rótula a flexión

Tabla 4-5 Valores de la figura 4-8

D/Dy	F/Fy
-12	-0.2
-9	-0.2
-9	-1.0
-1	-1.0
0	0.0
1	1.0
9	1.0
9	0.2
12	0.2

En el caso de las rótulas de las vigas, se utilizó el modelo simplificado bilineal (figura 4-9) para sus respectivos diagramas momento – curvatura, en donde la segunda pendiente tiene el 5% de la rigidez inicial. La simplificación no muestra el estado de daño cercano al colapso por la ductilidad de los elementos tipo viga.

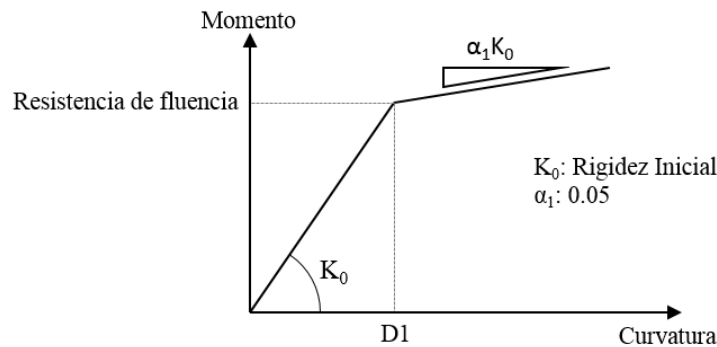


Figura 4-9 Modelo bilineal simplificado

### 4.3.2 Modelo inelástico para la albañilería

En aquellos vanos donde existan tabiques, la Norma E-070 propone adoptar como modelo estructural un puntal diagonal de albañilería que trabaje a compresión (figura 4-10); sin embargo, opcionalmente, podrán adoptarse otros modelos que reflejen la interacción tabique-pórtico como el modelo de resorte horizontal.

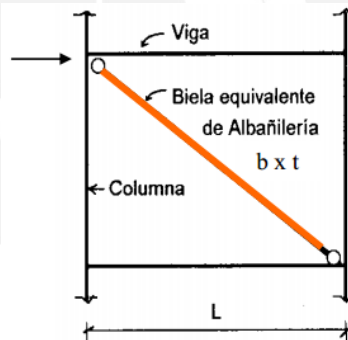


Figura 4-10 Modelo de puntal propuesto por la Norma E-070 (San Bartolomé, 2005)

Di Criscio (2008) realizó un análisis estático no lineal (pushover) de un pórtico con mampostería, modelado de acuerdo con dos esquemas (uno de puntal diagonal y otro de resorte horizontal) y luego comparó los resultados (figura 4-11). La relación fuerza desplazamiento para ambos modelos muestra que ambos esquemas tienen aproximadamente las mismas respuestas y se pueden utilizar para evaluar el comportamiento de pórticos con mampostería (figura 4-12).

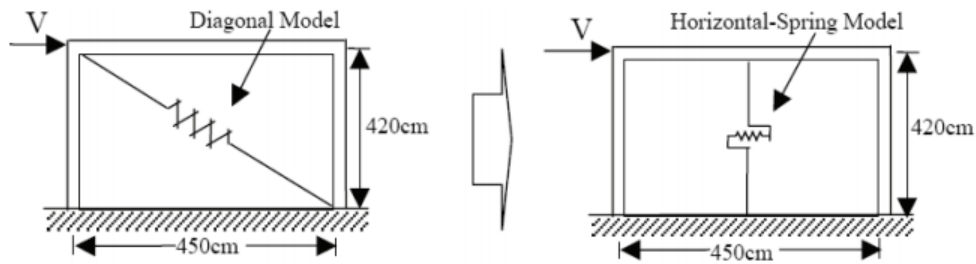


Figura 4-11 Puntal diagonal y el resorte horizontal para el modelado de la albañilería (Di Criscio ,2008)

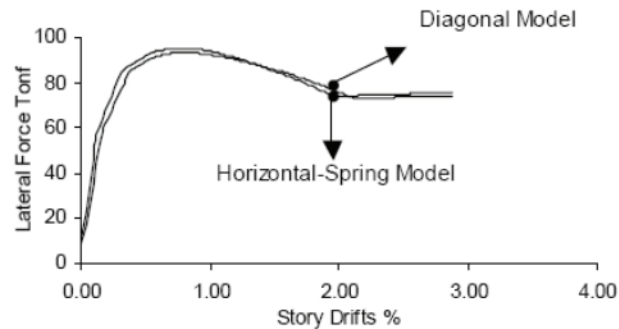


Figura 4-12 Resultados del pushover para el modelo de puntal diagonal y resorte horizontal (Di Criscio ,2008)

De las alternativas anteriores, en este trabajo se decidió trabajar con el modelo de resorte horizontal, al cual se le asignó un modelo bilineal como se muestra en la figura 4-13. Esta figura muestra la variación de la resistencia al corte ( $V_m$ ) de la albañilería debido a la variación en la distorsión angular.

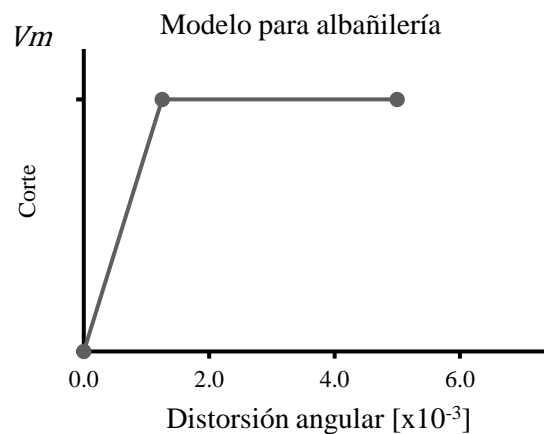


Figura 4-13 Modelo No lineal de la albañilería

#### 4.4 Análisis Estático No lineal: Pabellón B

El HERM presenta 3 pabellones principales; sin embargo, el diagnóstico sólo se enfocó en el pabellón B debido a que las interrupciones de las funciones principales del hospital se producirían en este pabellón al contener a las salas de cirugía y a la mayor parte del equipamiento médico. Adicionalmente, ya se cuentan con estudios previos del pabellón A (similar al pabellón C).



Para el análisis pushover (análisis estático no-lineal incremental) se sometió al pabellón B a un patrón de acciones laterales hasta alcanzar la capacidad máxima. Estas acciones laterales fueron un sistema de desplazamientos, condicionados a la forma del modo más representativo de cada dirección, calculado del análisis modal elástico. Estos fueron el modo 1 para la dirección X-X y el modo 2 para la dirección Y-Y. Para el modelo inelástico del edificio se usaron rótulas plásticas concentradas y para el cálculo del punto de desempeño se usó un espectro de demanda elástico para un MCE ( $T_r = 2500$  años). La intersección gráfica de la curva de capacidad de la estructura (espectro de capacidad) con las exigencias de la estructura (espectro de demanda reducida) se denomina el punto de desempeño, el cual describe un estado de daño.

#### 4.4.1 Curva y espectro de capacidad

En la figura 4-14 se muestra la curva Fuerza vs Desplazamiento, para las direcciones X e Y del pabellón B. Se observa que la estructura se encuentra en el rango elástico hasta una fuerza de 3950 tonf en la dirección X y 3480 tonf en la dirección Y.

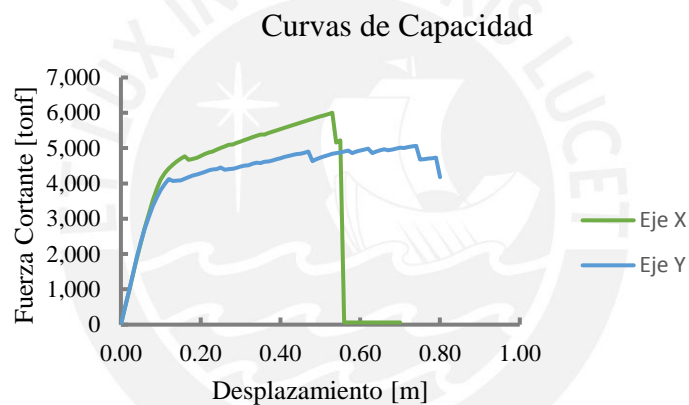


Figura 4-14 Curva de capacidad (Fuerza vs desplazamiento)

Además, en la figura 4-15 se muestra el espectro de capacidad ( $S_a$  vs  $S_d$ ) para las direcciones X e Y del pabellón B.

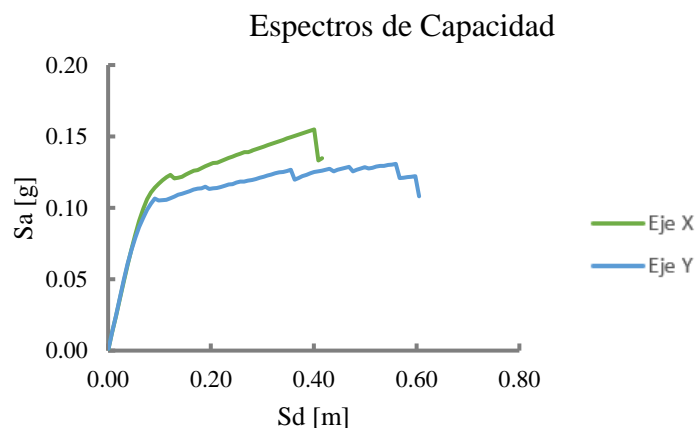


Figura 4-15 Espectro de capacidad  $S_a$  vs  $S_d$

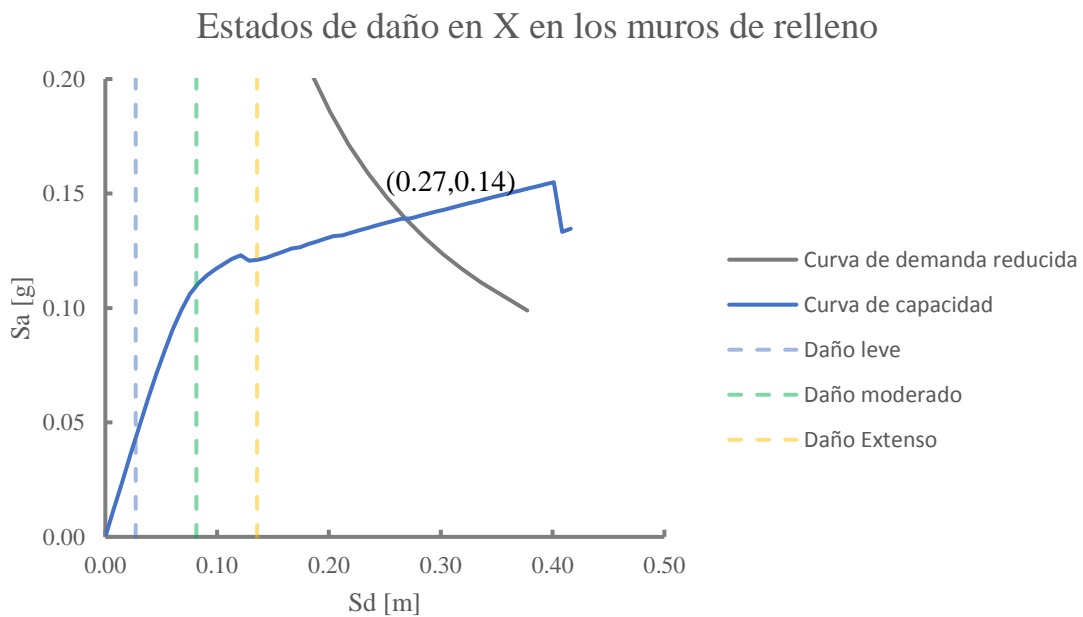
#### 4.4.2 Respuesta al Sismo de 2500 años

Para el cálculo del punto de desempeño se usó un espectro de demanda elástico para un MCE ( $T_r = 2500$  años) y la metodología del FEMA 440. La figura 4-16 y figura 4-17 muestran al espectro de capacidad, en los cuales se indica el punto de desempeño en la dirección X en (0.27m, 0.14g) y en la dirección Y en (0.27m, 0.12g).

En base al punto de desempeño se determinó el estado de daño del pabellón B, se usaron los límites de daño del HAZUS-MR4 (2003) para el daño a la estructura y los límites de Calvi (1999) para el daño en los muros de relleno.

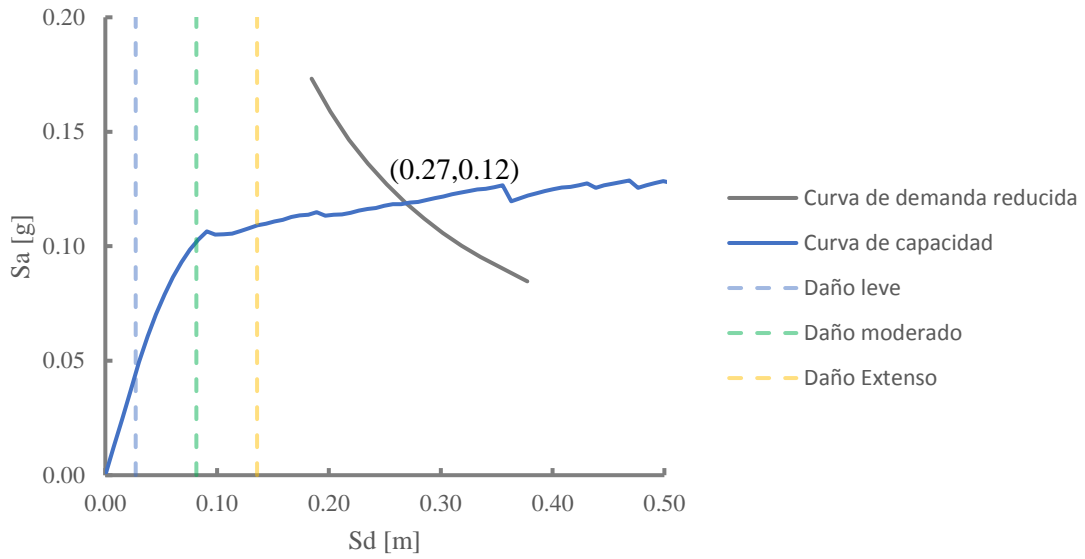
##### 4.4.2.1 Estados de daño basados en derivas

En la figura 4-16 y figura 4-17 se muestra el espectro de capacidad del pabellón B, en el cual se indica el punto de desempeño en X e Y respectivamente. Las figuras indican también los límites de daño para la albañilería. Para ambas direcciones, la albañilería se encuentra en un daño completo (derivas mayores a 0.005).



*Figura 4-16 Desempeño de los muros- Dir. X*

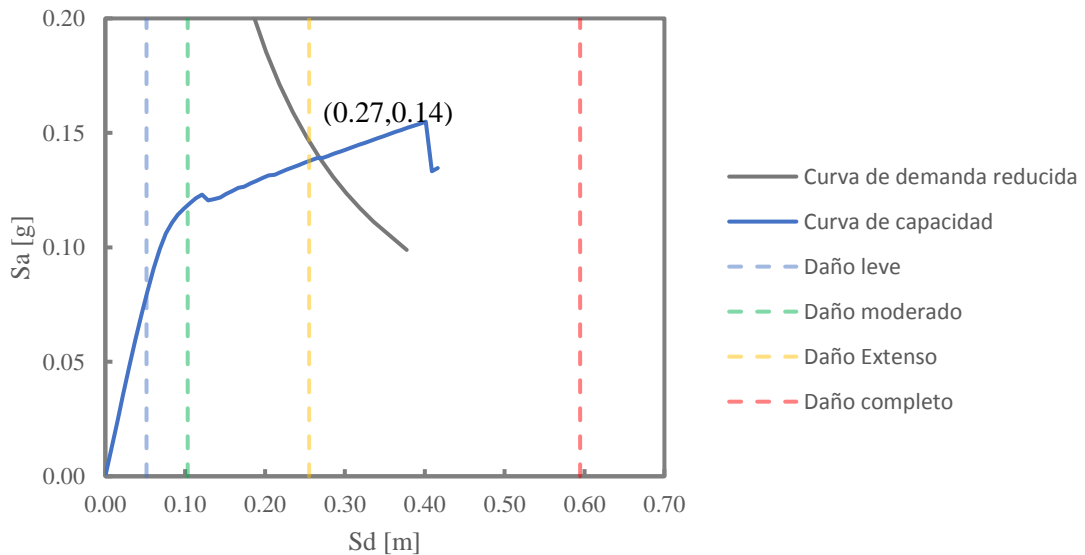
### Estados de daño en Y en los muros de relleno



**Figura 4-17 Desempeño de muros- Dir. Y**

De igual forma, en la figura 4-18 y figura 4-19 se presenta el espectro de capacidad del pabellón B, en el cual se indican los puntos de desempeño en las direcciones X e Y respectivamente. Las figuras también indican los límites de daño para la estructura. Para ambas direcciones, la estructura se encuentra en un daño completo (derivadas mayores a 0.0094).

### Estados de daño en X en la estructura



**Figura 4-18 Desempeño de la estructura para derivas de entrepiso – Dir. X**

### Estados de daño en Y en la estructura

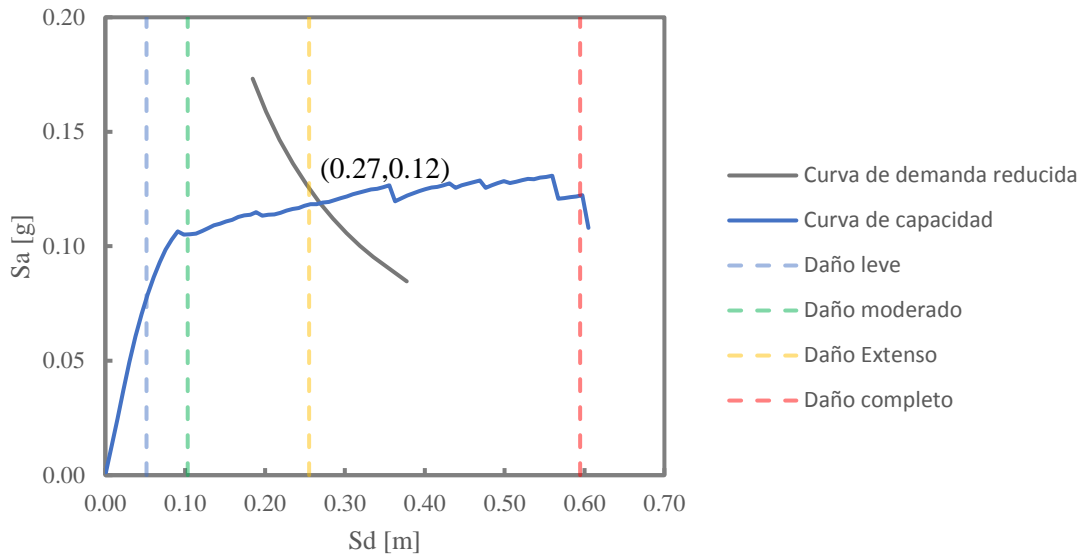


Figura 4-19 Desempeño de la estructura para derivas de entrepiso – Dir. Y

#### 4.4.2.2 Estado de las rótulas plásticas

Del análisis estático no lineal, se observa que se presentan rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas. En la figura 4-20 y figura 4-21 se muestran algunas de las rótulas para el eje M en columnas y vigas respectivamente. Además, la figura 4-22 y figura 4-23 muestra las rótulas del eje 23 para las columnas y vigas respectivamente. En los gráficos, el color azul indica que las rótulas se han mantenido elásticas mientras que los otros colores indican lo contrario.

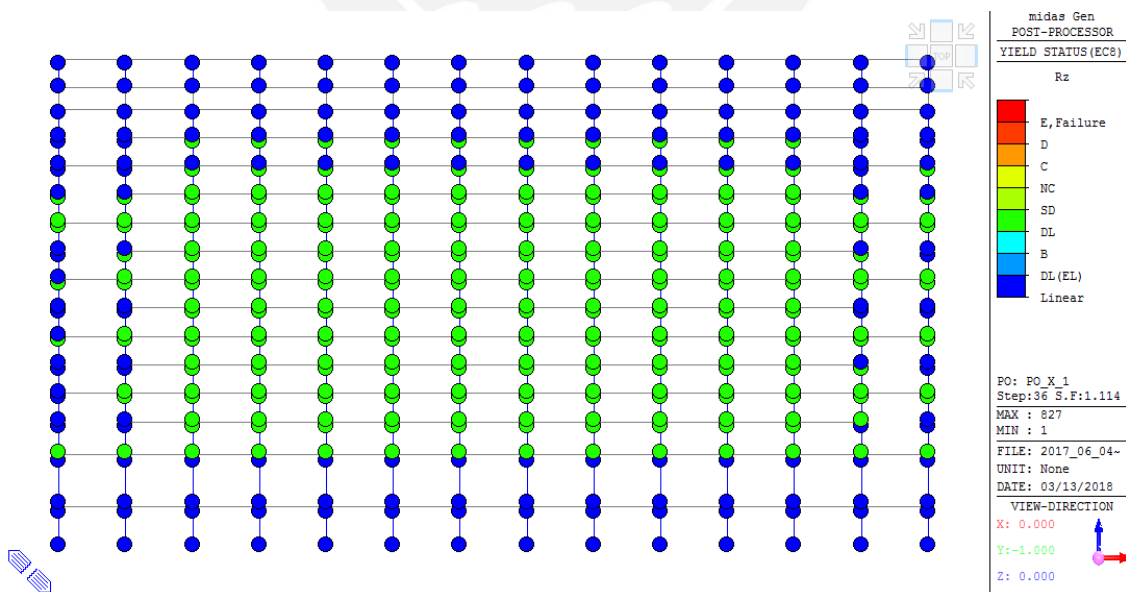


Figura 4-20 Estado de las rótulas de las columnas para el step 36 – Eje M

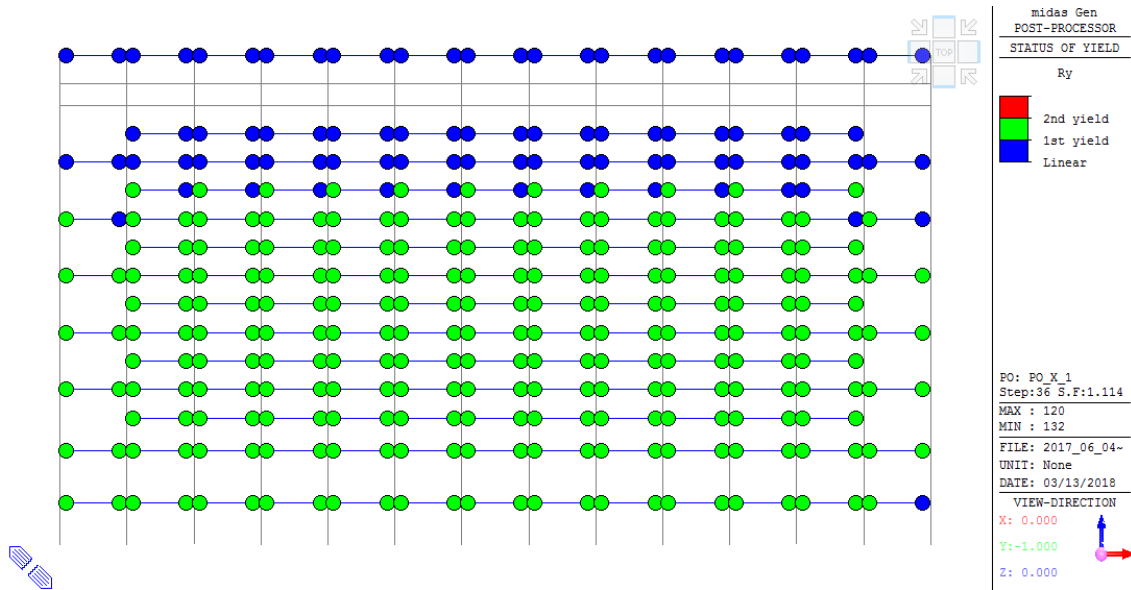


Figura 4-21 Estado de las rótulas de las vigas para el step 36 – Eje M

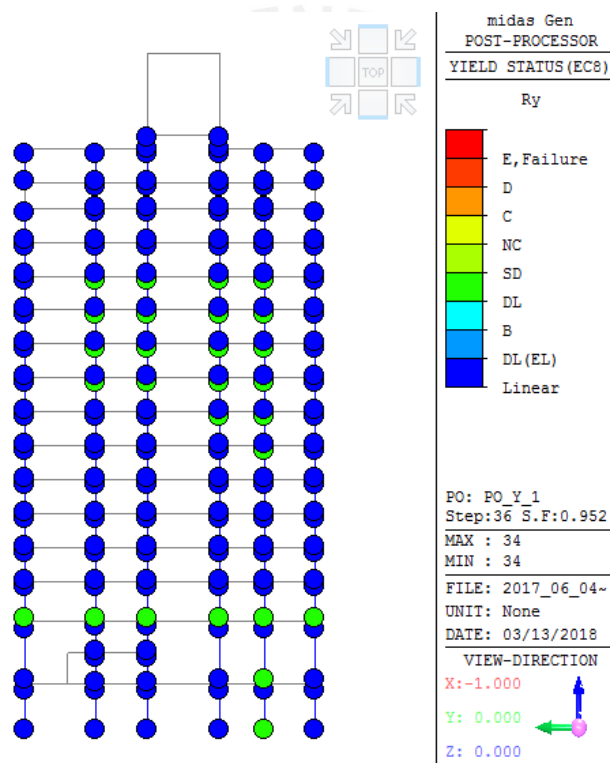


Figura 4-22 Estado de las rótulas de las columnas para el step 36 – Eje 23

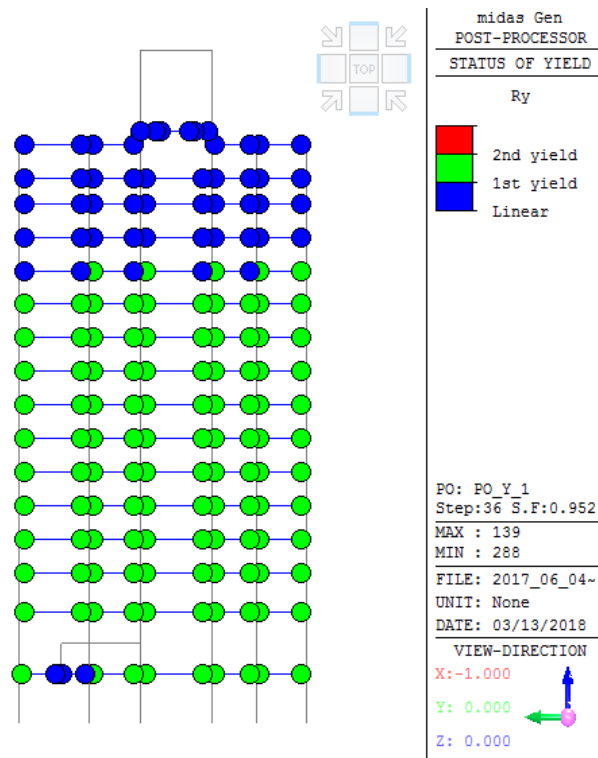


Figura 4-23 Estado de las rótulas de las vigas para el step 36 – Eje 23

La tabla 4-6 y tabla 4-7 muestra la cantidad de rótulas elásticas y en fluencia de los elementos estructurales para las direcciones X e Y respectivamente. Se observa que alrededor de un 30% de los elementos estructurales (vigas y columnas) se encuentran en fluencia.

Tabla 4-6 Cantidades de rótulas en el modelo de base fija

Dirección del Pushover		Cantidad de Rótulas		
		Elásticas	En fluencia	Total
En X	Vigas	3161	1605	4766
	Columnas	1928	808	2736
En Y	Vigas	3195	1571	4766
	Columnas	2409	327	2736

Tabla 4-7 Estados de las rótulas en porcentajes

Dirección del Pushover		Porcentaje de Rótulas	
		Elásticas	En fluencia
En X	Vigas	66.3	33.7
	Columnas	70.5	29.5
En Y	Vigas	67.0	33.0
	Columnas	88.0	12.0

En la tabla 4-8 se presenta un resumen de donde se estima que el porcentaje de rótulas en estado de fluencia se encuentra entre 25 y 32% del total de los elementos.

Tabla 4-8 Resumen de cantidades y porcentajes de rótulas del modelo de base fija

Dirección del análisis	Cantidad de rótulas			Porcentaje de rótulas	
	Elásticas	En fluencia	Total	Elásticas	En fluencia
En X	5089	2413	7502	67.8	32.2
En Y	5604	1898	7502	74.7	25.3

#### 4.5 Análisis Tiempo-Historia: Pabellón B

Se realizó un análisis tiempo historia no lineal, por el método de Integración directa para un MCE ( $T_r = 2500$  años) y para el modelo inelástico del edificio se usaron rótulas plásticas concentradas.

##### 4.5.1 Selección y Procesamiento de señales

Se utilizaron 7 pares de registros sísmicos para el análisis tiempo - historia. Éstos fueron 4 terremotos peruanos (1966, 1974, 2001 y 2007) y 3 terremotos chilenos (2005, 2007 y 2010). Estos últimos fueron elegidos por provenir de una fuente y sismicidad similares a las del Perú. En la tabla 4-9 se muestra información de los registros sísmicos.

La elaboración de señales espectro compatibles se realizó a partir de registros sísmicos reales que se combinaron espectralmente para tener un promedio superior al espectro de la norma Peruana E-030 ( $T_r = 2500$  años) (figura 4-24).

Tabla 4-9 Registros sísmicos usados

Sismo	Estación	Magnitud Mw	PGA [gals]		
			EW	NS	UD
Lima 1966	Parque de la Reserva	8.1	181	268	94
Lima 1974	Parque de la Reserva	8.0	194	180	100
Arequipa 2001	César Vizcarra Vargas	8.4	295	220	161
Tarapacá 2005	Pica	7.8	720	533	757
Pisco 2007	UNICA-ICA2	8.0	272	334	192
Tocopilla 2007	Tocopilla	7.7	582	492	562
Maule 2010	Constitución	8.8	614	527	346

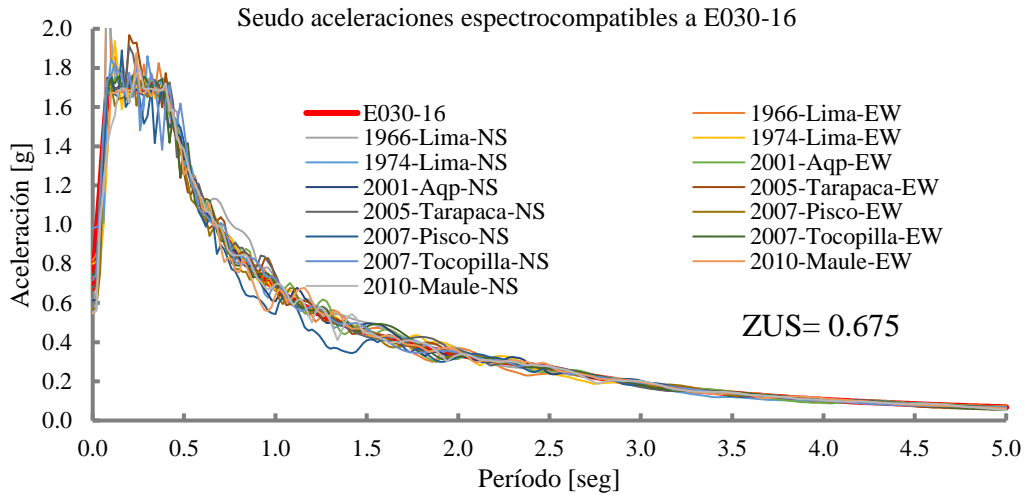


Figura 4-24 Espectro de las señales y el espectro de la norma E.030 ( $Tr=2500$  años) / Suelo 1- Zona 4

## 4.5.2 Respuesta al Sismo de 2500 años

### 4.5.2.1 Estados de daño basados en las derivas de entrepiso

La figura 4-25 y la figura 4-26 muestran las variaciones de derivas en la altura del edificio de base fija, sometido a 7 registros sísmicos para las direcciones X e Y respectivamente. Además, las figuras presentan las respuestas promedio y sus percentiles 5 y 95, e indican los límites de daño para la estructura. Ambas direcciones del pabellón presentan un daño completo (derivas mayores a 0.0094) para el valor promedio, con lo cual la estructura actual no cumple con los objetivos de desempeño. El promedio de las 7 señales confirma lo calculado con el análisis estático no lineal, daño completo en la estructura para un sismo de  $Tr=2500$  años.

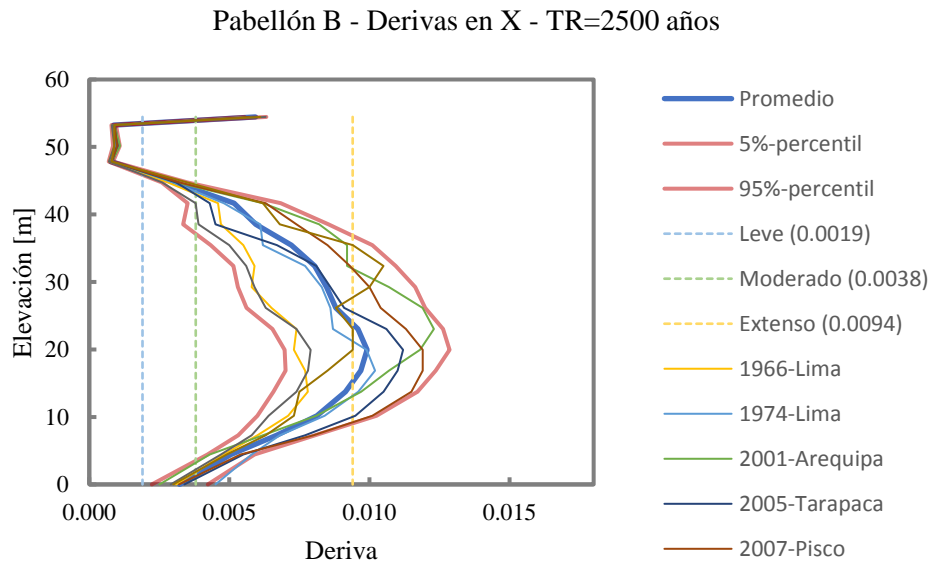
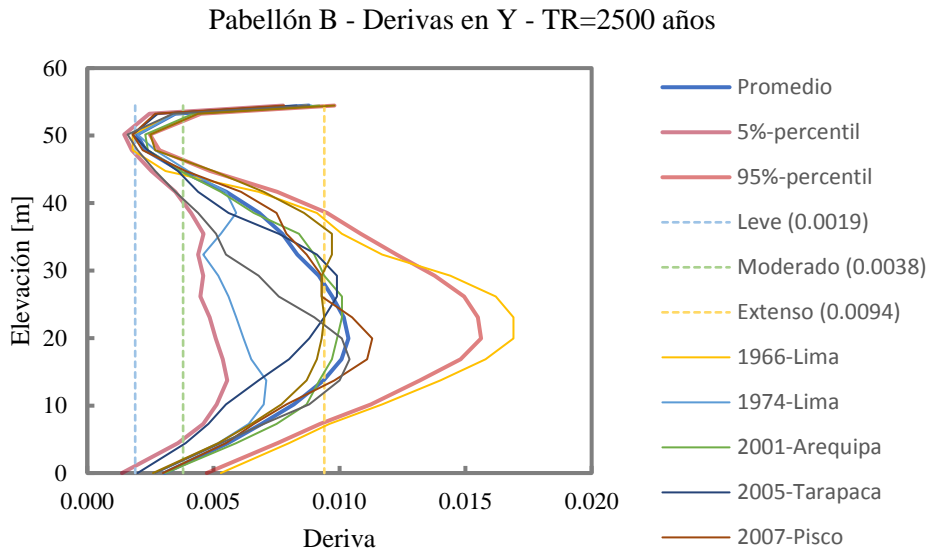


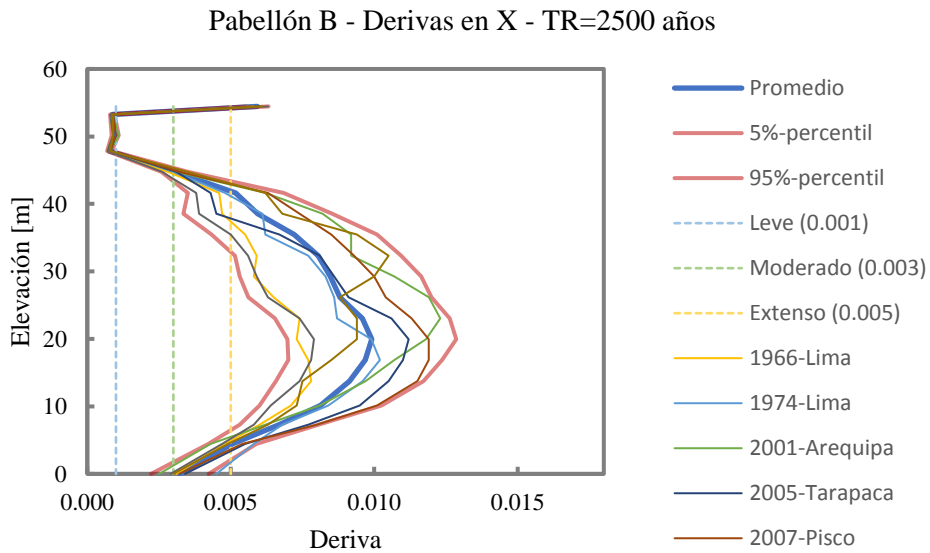
Figura 4-25 Desempeño del pabellón B -Derivas de entrepiso-Dir. X



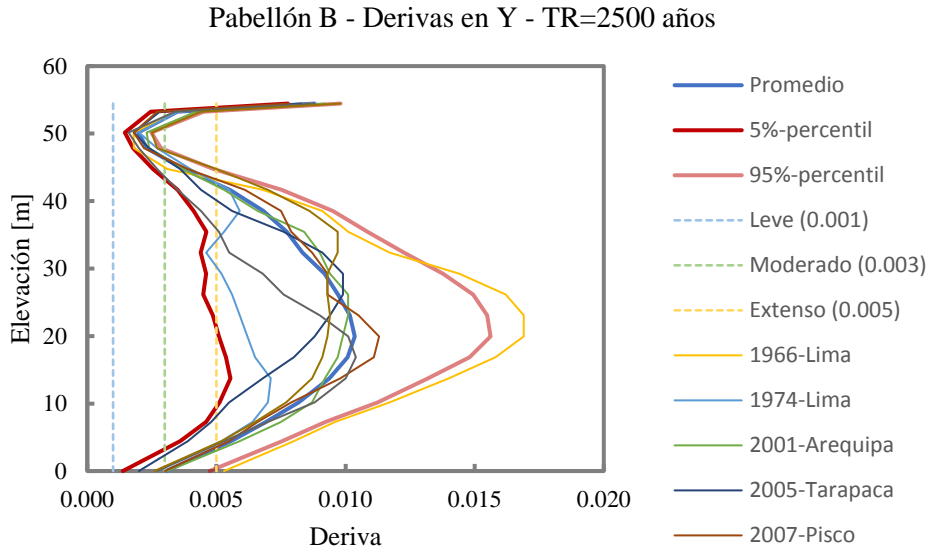


**Figura 4-26 Desempeño del pabellón B-Derivas de entrepiso-Dir. Y**

La figura 4-27 y la figura 4-28 muestran las mismas variaciones de derivas en la altura que la figura 4-25 y figura 4-26, pero indican los límites de daño para los muros de relleno. Ambas direcciones del pabellón presentan un daño completo (derivadas mayores a 0.005) para el valor promedio y sus percentiles, con lo cual la estructura actual no cumple con los objetivos de desempeño.



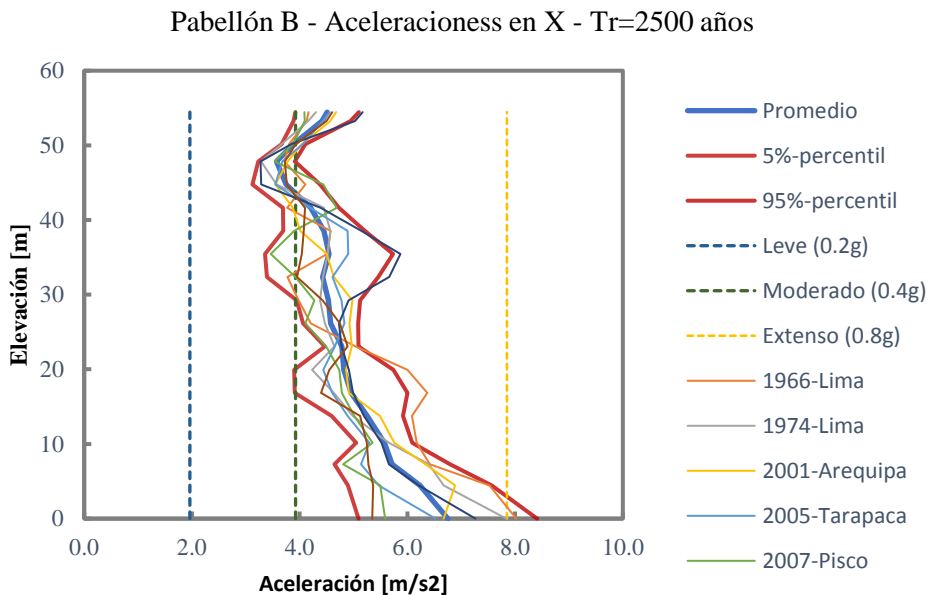
**Figura 4-27 Estado de muros Dir. X-Pabellón B**



**Figura 4-28 Estado de muros Dir. Y-Pabellón B**

#### 4.5.2.2 Estados de daño basados en las aceleraciones de piso

La figura 4-29 y figura 4-30 muestra las variaciones de aceleraciones en la altura del edificio de base fija, sometido a 7 registros sísmicos para las direcciones X e Y respectivamente. Además, las figuras presentan la respuesta promedio y sus percentiles 5 y 95, e indican los límites de daño para la estructura. Ambas direcciones del pabellón presentan un daño extenso (aceleración mayor a 0.4g) para el valor promedio y percentiles, con lo cual la estructura actual no cumple con los objetivos de desempeño.



**Figura 4-29 Daño de elementos no estructurales-Dir. X-Pabellón B**

Pabellón B - Aceleraciones en Y - Tr=2500 años

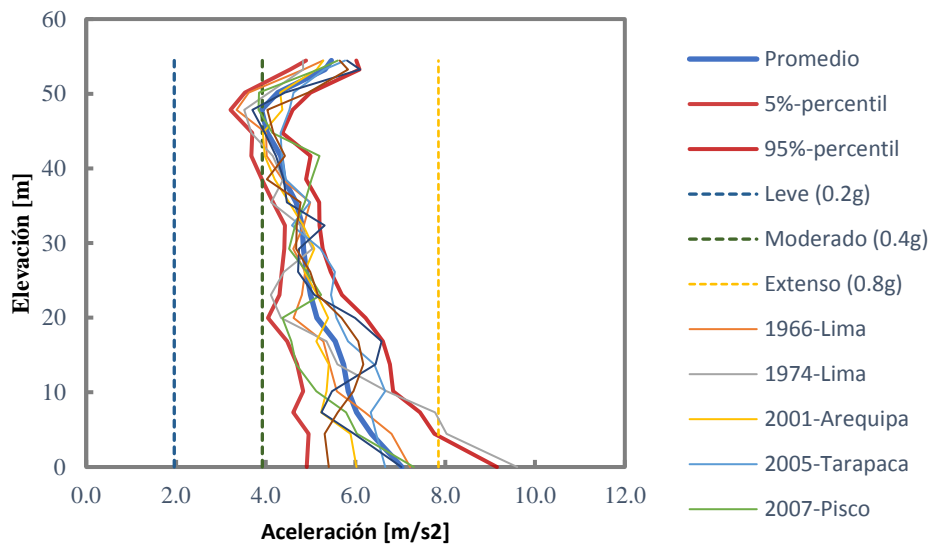


Figura 4-30 Daño de elementos no estructurales-Dir. Y-Pabellón B



#### 4.5.2.3 Estado de las rótulas plásticas

Del análisis tiempo historia no lineal, se observa que se presentan rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas. En la tabla 4-10 y la tabla 4-11 se pueden ver las cantidades y porcentajes de rótulas en estado de fluencia. Se observa que la mayoría se forman en las vigas y en menor cantidad en las columnas.

*Tabla 4-10 Cantidades de rótulas en el modelo de base fija*

<b>Dirección del análisis</b>		<b>Cantidad de rótulas</b>		
		<b>Elásticas</b>	<b>En fluencia</b>	<b>Total</b>
En X	Vigas	2526	2236	4762
	Columnas	2203	533	2736
En Y	Vigas	2623	2139	4762
	Columnas	2568	168	2736

*Tabla 4-11 Estados de las rótulas en porcentajes*

<b>Dirección del análisis</b>		<b>Porcentaje de rótulas</b>	
		<b>Elásticas</b>	<b>En fluencia</b>
En X	Vigas	53.0	47.0
	Columnas	80.5	19.5
En Y	Vigas	55.1	44.9
	Columnas	93.9	6.1

En la tabla 4-12 se presenta un resumen de donde se estima que el porcentaje de rótulas en estado de fluencia se encuentra entre 30 y 37% del total de los elementos. Esto guarda concordancia con los resultados de porcentaje de rótulas calculados del análisis estático no lineal, los cuales también están en los mismos órdenes de magnitud.

*Tabla 4-12 Resumen de cantidades y porcentajes de rótulas del modelo de base fija*

<b>Dirección del análisis</b>	<b>Cantidad de rótulas</b>			<b>Porcentaje de rótulas</b>	
	<b>Elásticas</b>	<b>En fluencia</b>	<b>Total</b>	<b>Elásticas</b>	<b>En fluencia</b>
En X	4729	2769	7498	63.1	36.9
En Y	5192	2306	7498	69.2	30.8

## 4.6 Diagnóstico del sistema estructural

Del diagnóstico que se realizó al modelo de la estructura actual de base fija, se obtienen las siguientes conclusiones sobre sus niveles de daño.

- Del análisis estático no lineal para un MCE ( $T_r= 2500$  años) se obtuvo que:

El punto de desempeño del pabellón B en las direcciones X e Y es (0.27, 0.14g) y (0.27, 0.12g) respectivamente. El cual presenta un nivel de daño completo para la estructura y los muros de relleno, en las direcciones X e Y. Además, alrededor de un 33% de los elementos estructurales (vigas y columnas) se encuentran en fluencia.

- Del análisis tiempo historia no lineal para un MCE ( $T_r= 2500$  años) se obtuvo que:

El pabellón B presentaría un daño completo en su estructura y en sus muros de relleno debido a las derivas. Además, los elementos no estructurales presentarían daño extenso debido a las aceleraciones de piso (mayores a 0.4g). Debido a esto los equipos no anclados podrían deslizarse rompiendo conexiones de tuberías y las fugas se desarrollarían en muchos lugares, entre otros; de acuerdo con los estados de daño del Hazus (2003).

Por lo tanto, el pabellón B no cumple con los objetivos de desempeño. Entonces, en un MCE el pabellón B podría detener sus funciones por presentar daños en los elementos no estructurales y en el contenido.

En ambos análisis se calcula que el nivel de daño sería completo; sin embargo, la estructura no colapsaría a pesar de la muy exigente demanda (sismo de  $T_r 2500$  años) ya que cuenta con ductilidad que le permite absorber la energía sísmica y convertirla en daño en los elementos estructurales. Por esta razón el HERM es una edificación idónea para ser reforzada estructuralmente porque no tiene deficiencias críticas de diseño ni de la calidad de sus materiales que exijan que deba ser reconstruida.

## 5. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

### 5.1 Nivel de la interfaz de aislamiento

El nivel de aislamiento se diseñó a nivel del sótano para minimizar la interrupción de las funciones del hospital. Para la posición de los dispositivos de aislamiento en dicho nivel se tuvieron dos alternativas: la primera consideraba ubicar a los aisladores en la parte superior de las columnas; la segunda, entre la base de las columnas y encima de las zapatas. Se debe subrayar que el nivel de aislamiento se ha definido en función de la información en los planos, esto podría cambiar de acuerdo con lo que se encuentre en obra

La primera alternativa implicaba colocar un sistema adicional de vigas en la parte superior de las columnas del sótano para el control de los momentos P-delta; sin embargo, esta alternativa dejaba una altura libre en los corredores de menos de 2 metros. Por lo tanto, esto no cumpliría con el criterio del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE) relacionado con la altura libre del piso terminado al fondo de las vigas (altura mínima de 2.10 m), entonces esta alternativa se descartó. La segunda alternativa, la elegida para este caso de estudio, consistió en colocar los aisladores en la parte superior de las zapatas (figura 5-1). El factor que decidió esta ubicación fue la altura libre entre las vigas y la losa del sótano (mayor o igual a 2.10 m).

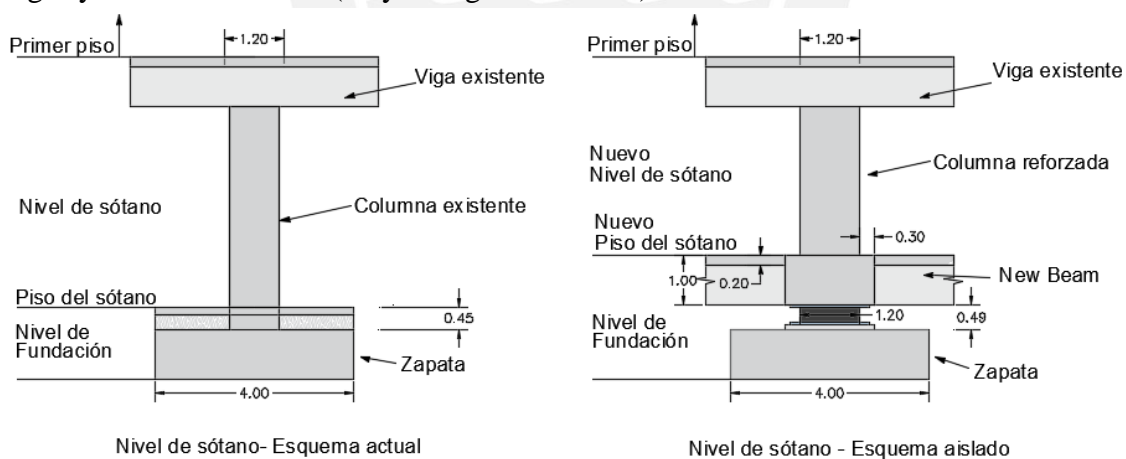


Figura 5-1 Nivel de sótano: a) Esquema actual, b) Esquema del sótano con aislamiento sísmico (metros)

Es importante mencionar que el aislamiento se implementará en los 3 bloques principales, que se unirán al nivel de la interfaz de aislamiento y que los pisos superiores permanecerán separados por su junta existente de separación de 250mm. Luego del análisis se comprobó que esta separación es suficiente, ya que es más grande que la suma de los desplazamientos relativos entre dos bloques adyacentes.

## 5.2 Diseño de los aisladores

Luego de definir la ubicación de los aisladores, se eligió el tipo de aislador a usar en el modelo. Para esta selección se evaluaron las alternativas más comunes que se puedan encontrar en el mercado, los aisladores de goma (elastoméricos) y los aisladores de péndulo de fricción.

Inicialmente se propuso utilizar péndulos simples de fricción ya que éstos pueden transferir los momentos P-delta a un solo lado de la interfaz de aislamiento dependiendo de cómo se coloquen. La idea inicial fue que los momentos P-delta fueran tomados exclusivamente por las zapatas y no por las vigas de la interfaz, reduciendo así su peralte y a su vez evitando hacer un refuerzo robusto de las columnas del nivel del sótano; sin embargo, esta alternativa tuvo que ser descartada ya que, debido a los coeficientes de fricción en el mercado para este tipo de dispositivo, se había calculado que las demandas en la superestructura del pabellón B hubiesen sido superiores a su resistencia cortante calculada en el análisis estático no lineal (figura 4-14). Esto se explica mejor a continuación:

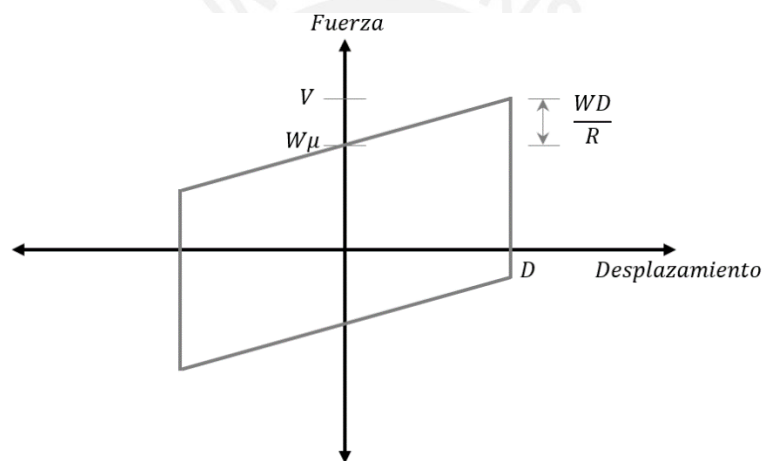


Figura 5-2 Esquema del comportamiento no lineal del aislador FPS

La figura 5-2 muestra la histéresis de los aisladores de péndulos simples de fricción. Entonces para reducir la demanda en la superestructura se debe reducir la segunda pendiente tanto como se pueda, sin faltar a la restricción de la fuerza restauradora del sistema de aislamiento (disposición 17.2.4.4 del ASCE 7/16).

De lo anterior se tiene que:

$$\frac{WD}{2R} > 2.5\%W \quad [5-1]$$

Por lo tanto y simplificando:

$$\frac{D}{R} > 0.05 \quad [5-2]$$

Además, de la figura 5-12 se puede deducir que la fuerza cortante máxima  $V$  es:

$$V = W\mu + W \frac{D}{R} \quad [5-3]$$

De la ecuación [ 5-3] tenemos la restricción en el segundo sumando; pero también se puede saber que, en el primer sumando, el factor de fricción puede estar entre 3% a 5% para los péndulos simples que hay en el mercado. Entonces se deduce que la demanda de fuerza cortante sería de al menos el 8% del peso considerando que se elija una fricción  $\mu$  de 3% (ecuación [ 5-5]). Conservadoramente eligiendo un factor  $\mu$  de 4% se obtendría una demanda de corte del 9% del peso de la estructura (ecuación [ 5-6]). Si aplicamos este porcentaje al peso del pabellón B se obtendría una demanda de corte de 4500 tonf, es decir superior a su resistencia (aproximadamente 4000tonf).

$$V = W * [0.03; 0.05] + W * [0.05; \infty[ \quad [5-4]$$

$$V = W * [0.08; \infty[ \quad [5-5]$$

$$\text{Si } \mu = 0.04 \text{ entonces } V = 0.09W \quad [5-6]$$

Como  $W = 50,000 \text{ tonf}$  entonces  $V = 4,500 \text{ tonf} > \text{Resistencia (4,000 tonf)}$

Es entonces que se decidió elegir los aisladores elastoméricos ya que existen diversas variedades que se pueden combinar de tal forma que se obtenga el lazo de histéresis más conveniente para el sistema de aislamiento. Por ejemplo, se pueden elegir entre aisladores LRB (Aislador con núcleo de plomo), NRB (caucho natural) y Elastic Sliding Bearing (deslizadores). En la figura 5-3 y figura 5-4 se pueden ver ejemplos de estos tipos de dispositivos.

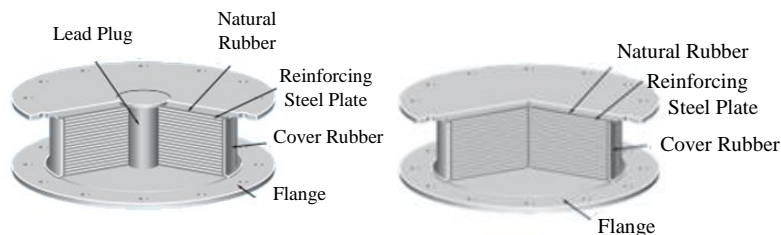


Figura 5-3 Aislador de alto amortiguamiento POR LRB y aislador de goma natural

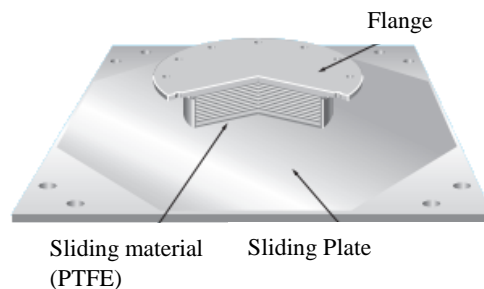
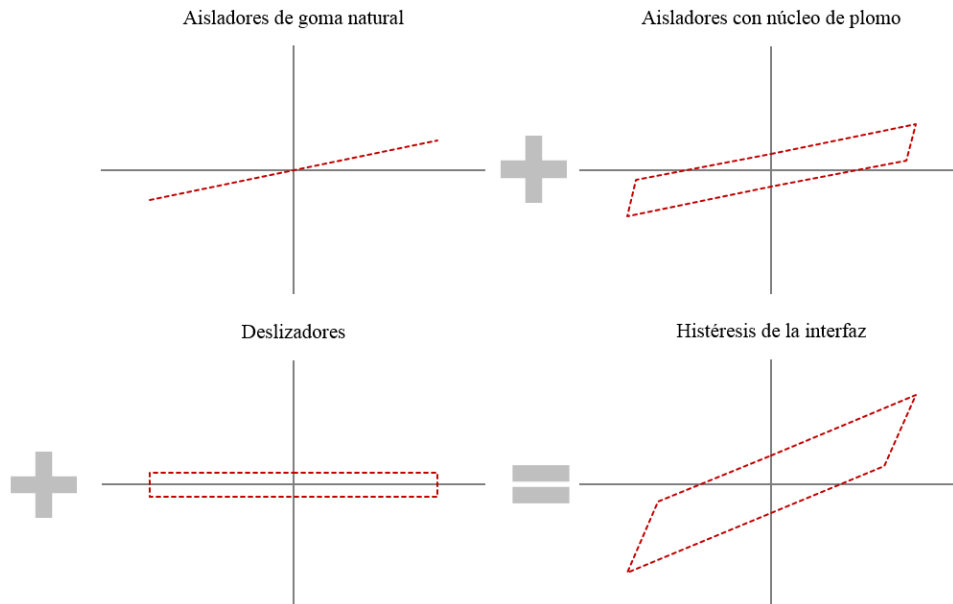


Figura 5-4 Deslizador elastomérico



Por ejemplo, en la figura 5-5 se muestra que se pueden combinar NRB, LRB y deslizadores. De esta forma se busca optimizar la histéresis de la interfaz hasta obtener aquella con el mayor período posible y cumpliendo a su vez con la disposición de fuerza restauradora.



*Figura 5-5 Combinación de las histéresis de los aisladores elastoméricos*

Para el diseño de los dispositivos de aislamiento se tomaron en cuenta tres consideraciones. La primera es la disposición de la fuerza restauradora; en la cual, para el peso sísmico de los tres pabellones (103,300 tonf) se deduce que la diferencia entre el valor del corte máximo (V) y la fuerza de activación (Q) debe ser de 5170 tonf. Hay que resaltar que esta consideración tiene importancia ya que para el caso de estudio se busca alargar el período para reducir las demandas lo más que se pueda. Además, se debe notar que esta condición debe cumplirse para la histéresis con propiedades nominales como para la histéresis afectada por los factores de modificación de propiedades máximas y mínimas.

La siguiente consideración fue que los dispositivos que se elijan deban cumplir con soportar las cargas verticales en cada columna. Hay dos tipos de restricción para estas cargas; las cargas verticales a corto plazo (por acción sísmica) y las cargas verticales a largo plazo o sostenidas ( $1.4D$  o  $1.2D+1.6L$ ).

La tercera consideración fue que el amortiguamiento esté en el orden del 10% para el sismo de Tr de 2500 años. Esto debido a que más amortiguamiento significaba más fuerza de activación y muy poca reducción en los desplazamientos. Por otro lado, menor amortiguamiento significaba mayor cantidad de oscilaciones después del desplazamiento máximo de cada sismo.

De las consideraciones expuestas se propone un sistema de aislamiento cuyas histéresis nominal, mínima y máxima cumplan lo indicado anteriormente. La figura 5-6 muestra la histéresis propuesta para las propiedades nominales, para una fuerza cortante estimada de

8688 tonf, y la tabla 5-1 indica las características que la definen. De lo anterior, se encontró que el período objetivo del sistema de aislamiento con propiedades nominales tendría que estar en el orden de 3.9 segundos de tal manera que se siga respetando la disposición de fuerza restauradora.

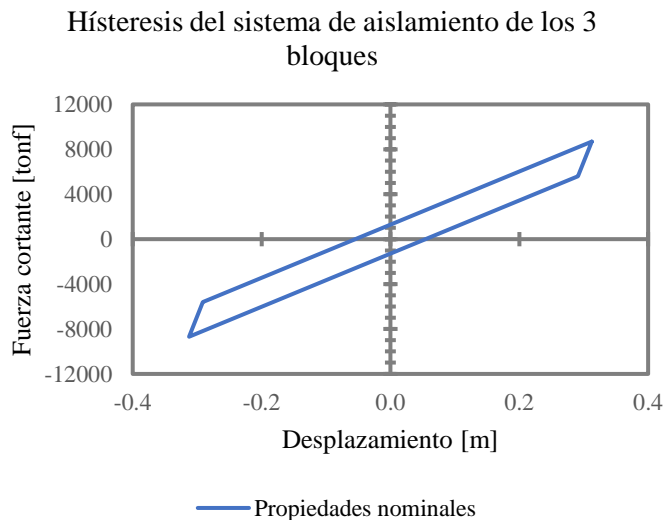


Tabla 5-1 Propiedades nominales

Parámetro	Unidad	$\lambda=1$
Dplat	m	0.31
Q	tonf	1283
K1	tonf/m	143550
K2	tonf/m	23692
r	num	0.165
Fy	tonf	1537
Dy	m	0.01
Xi	num	0.092
Keff	tonf/m	27839
Teff	seg	3.86

Figura 5-6 Histeresis del sistema de aislamiento de los 3 bloques

Luego, con estas propiedades no lineales se estiman las propiedades elásticas equivalentes como se muestra en la tabla 5-2 y se verifica que la fuerza cortante máxima estimada del análisis elástico sea adecuada.

Tabla 5-2 Estimación de propiedades de la interfaz

Descripción	Unidad	Cantidad
Peso	tonf	103,336
Masa	tonf-s <sup>2</sup> /m	10,534
Ts	seg	1.4
Tobj	seg	3.86
Sd para 5%	m	0.42
$\xi$	num	0.10
Sd para $\xi$	m	0.35
D platf	m	0.31
Keff	tonf/m	27,911
N dispositivos	num	166
K unit eff	tonf/m	168.1
Vb	tonf	8,540

Con estos dos modelos (lineal y no lineal) se propone un conjunto de dispositivos con propiedades lineales y no lineales que estén de acuerdo con lo indicado. Luego, con estos dispositivos, se realizaron iteraciones (análisis tiempo historia) y se determinó que usando solamente aisladores elastoméricos se tendrían problemas de tracción en las esquinas del lado norte del Pabellón B. Por esto se seleccionó también aisladores tipos CLB que soporten tracciones de aproximadamente 695 tonf.

Luego, con el conjunto de dispositivos propuestos (NRB, LRB, CLB y deslizadores), se calcularon las propiedades modificadas de éstos individualmente (disposición 17.2.8.4 del ASCE 7/16) para ingresarlas nuevamente al software de análisis.

Los factores de modificación están referidos a la variación de propiedades de los dispositivos como consecuencia de variabilidades en la propia etapa de manufactura, calentamiento por los ciclos dinámicos, el ratio de carga, scragging, temperatura, envejecimiento, exposición al medio ambiente y contaminación. En la tabla 5-3 se observan los factores de modificación tomados de la tabla C17.2-7 del ASCE 7/16.

*Tabla 5-3 Factores de modificación del ASCE 7/16 para fabricantes de calidad*

<b>Descripción</b>	<b><math>\lambda</math> máximo</b>	<b><math>\lambda</math> mínimo</b>
Unlubricated PTFE	1.6	0.8
Lubricated PTFE	2.25	0.8
Rolling Sliding $K_2$	1.0	1.0
Plain elastomers K	1.3	0.8
Lead rubber bearing $K_2$	1.3	0.8
Lead rubber bearing $Q_d$	1.5	0.8
High damping rubber $Q_d$	2.0	0.8
High damping rubber $K_d$	1.7	0.8

Con estos factores se modificaron las propiedades no lineales de cada dispositivo y se sumaron para obtener las propiedades globales modificadas del sistema de aislamiento (tabla 5-4). Esto con el fin de obtener las demandas máximas asociadas a las propiedades globales máximas y verificar que se cumpla el mínimo de fuerza restauradora con las propiedades globales mínimas.

*Tabla 5-4 Parámetros de los diagramas de histéresis propuestos*

<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b>	<b><math>\lambda_{\min}</math></b>	<b><math>\lambda_{\text{nom}}=1</math></b>	<b><math>\lambda_{\max}</math></b>
$D_{\text{PLAT}}$	m	0.32	0.31	0.30
Q	tonf	1,026	1,283	1,933
K1	tonf/m	114,840	143,550	186,616
K2	tonf/m	18,954	23,692	30,800
r	num	0.165	0.165	0.165
Fy	tonf	1229	1537	2315
Dy	m	0.01	0.01	0.01
Xi	num	0.090	0.092	0.106
Keff	tonf/m	22,193	27,839	37,294
Teff	seg	4.33	3.86	3.34
$D_{\text{TM}}$	m	0.41	0.40	0.38



Tabla 5-5 Propiedades de los aisladores (catálogo de Bridgestone)

Characteristics		Lead rubber bearings			NRB*	Sliders	
		LT160G4-T	LT120G4-S	LT110G4-F	NS120N3	SK060G4	SK100G4
<b>Physical Dimensions</b>	Outer diameter (mm)	1600	1200	1100	1200	600	1000
	Inner diameter / Lead plug diameter (mm)	250	180	170	25	15	25
	Effective plane area ( $\times 10^2$ mm <sup>2</sup> )	19615	11055	9276	11305	2290	6362
	Thickness of one rubber layer (mm)	10.4	8	7.4	8	4.6	8
	Number of rubber layers (-)	24	31	34	30	9	5
	Total rubber thickness (mm)	250	248	252	240	41.4	40
	First shape factor (-)	38.5	37.5	37.2	36.7	31.8	30.5
	Second shape factor (-)	6.41	4.84	4.37	5	14.5	25
	Diameter of flange (mm)	2000	1600	1500	1600	900	1400
	Thickness of flange <sup>81</sup> (edge/center) (mm)	50/110	32/40	30/38	32/40	22	24
	Connecting bolt PCD (mm)	1800	1450	1350	1450	775	1250
	Diameter of connecting bolt hole x qty (mm)	$\phi$ 45 x 12	$\phi$ 39 x 12	$\phi$ 39 x 12	$\phi$ 39 x 12	$\phi$ 33 x 8	$\phi$ 39 x 8
	Bolt size [assumption] (-)	M42	M36	M36	M36	M30	M36
	Thickness of each reinforced steel plate (mm)	5.8	4.4	4.4	4.4	3.1	3.1
	Total height (mm)	603	460	472.8	447.6	136.2	124.4
	Total weight (tonf)	7.40	2.76	2.42	2.63	0.28	0.67
	Total weight (kN)	72.5	27.1	23.7	25.8	2.7	6.6
<b>Compression Properties</b>	Critical stress (N/mm <sup>2</sup> ) $\gamma=0 \sigma_c$	106	76	60	53	80	80
	Ultimate compressive stress (N/mm <sup>2</sup> ) $[\gamma_0, \sigma_u]$	(0.00,60)	(0.00,60)	(0.00,60)	(0.00,40)	(1.59,40)	
	$[\gamma_1, \sigma_1]$	(3.07,60)	(1.11,60)	(0.00,60)			
	$[\gamma_2, \sigma_2]$	(4.00,46)	(4.00,19)	(4.00,11)	(4.00,20)		
	Compressive stiffness ( $\times 10^3$ kN/m)	9610	5390	4450	4290	5290	14900
	Nominal long term compressive stress <sup>82</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	15	13	12.2	10	20	20
	Nominal long term column load (kN)	29400	14400	11300	11300	4580	12700
Allowable tensile stress (N/mm <sup>2</sup> )	1	1	1	1	0	0	
<b>Shear Properties (<math>\gamma = 100\%</math>)</b>	Initial stiffness ( $\times 10^3$ kN/m)	40.8	23.1	19.1	1.39	3.34	9.62
	Post yield stiffness ( $\times 10^3$ kN/m)	3.14	1.78	1.47		0	0
	Characteristic Strength (kN)	391	203	181			
	Equivalent shear stiffness ( $\times 10^3$ kN/m)	4.71	2.59	2.19			
	Equivalent damping ratio (-)	0.203	0.193	0.20			
<b>Friction Coefficient</b>	Dynamic friction coefficient (-)					0.01	0.01

Tabla 5-6 Propiedades de los CLB

Model number of the system		CLB2000FH		
External dimensions	Height	H	mm	669
	Width	$W_{FP}$	mm	1270
Flange plate	Thickness	TFP	mm	85
	Hole diameter	$D_{FP}$	mm	30
	(Bolt used)	( $B_{FP}$ )	( - )	(M27)
	Longitudinal pitch	$P_{FPL}$	mm	150
	Width pitch	$P_{FPS1}$	mm	270
		$P_{FPS2}$	mm	270
LM block	Width	W	mm	465
	Length	L	mm	584
	Clearance	$G_1$	mm	145
LM rail	Height	$M_1$	mm	98
	Width	$W_1$	mm	180
Long-term permissible load	Compression	$P_{OL}$	kN	19610
	Tension	t $P_{OL}$	kN	0
Short-term	Compression	$P_{OAS}$	kN	39220

permissible load	Tension	$tP_{OAS}$	kN	7100
Vertical	Compression	K	kN/mm	24000
rigidity	Tension	tK	kN/mm	2220

Por otro lado, también se realizó la evaluación de la cimentación (Anexo Digital); en el cual, se verificó que el esfuerzo actuante en el suelo sea menor a su capacidad portante. Adicionalmente, no habrá problemas de tracción o levantamiento debido a que la aplicación de las cargas se encuentra dentro del núcleo central en la mayoría de las zapatas (incluso para los casos de mayores desplazamientos en el modelo aislado). Solo en algunos casos será necesario ampliar a las dimensiones de las zapatas para evitar los problemas mencionados.

### 5.3 Diseño de vigas y columnas de la interfaz de aislamiento

La finalidad de las vigas y los ensanches de columnas es de absorber los momentos P-delta ( $P-\Delta$ ) generados en la interfaz de aislamiento (figura 5-9). Dependiendo de la distribución de rigideces en los nodos de la interfaz, se calculó que las vigas deben resistir entre el 10 a 20% del momento  $P-\Delta$ . Este porcentaje es debido a que las dimensiones de las columnas son mucho mayores al de las vigas por lo que son las columnas las que reciben la mayor parte del momento  $P-\Delta$ .

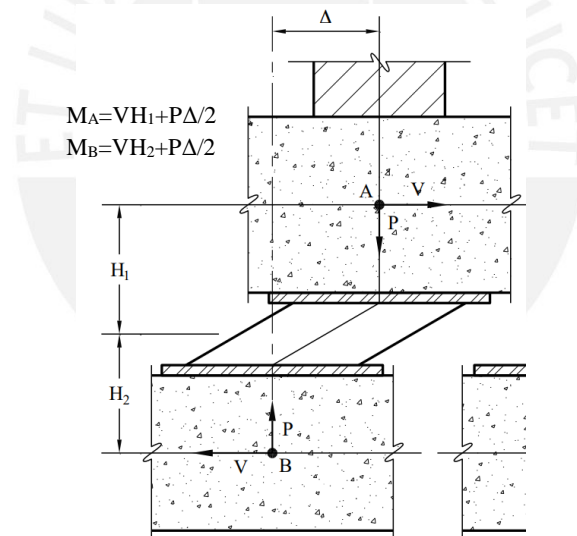


Figura 5-9 Momentos debido al efecto P-Delta en aisladores elastoméricos (FEMA P-751, 2012)

En la etapa de predimensionamiento, para el diseño de los aisladores, se definió la geometría de las vigas de la interfaz de aislamiento y de las columnas reforzadas. Para las vigas de la interfaz se propuso una sección general de 0.70x1.00 m, mientras que para el refuerzo de las columnas se propusieron ensanches hasta tener secciones cuadradas de 1.20x1.20m, 1.30x1.30m, 1.45x1.45m y 1.60x1.60m (figura 5-10). En el caso de las columnas que son adyacentes entre los bloques A y B, y entre B y C, se unen en una misma sección de 1.60x2.40m (8 columnas en total). Cabe resaltar que estas columnas comparten las mismas zapatas.

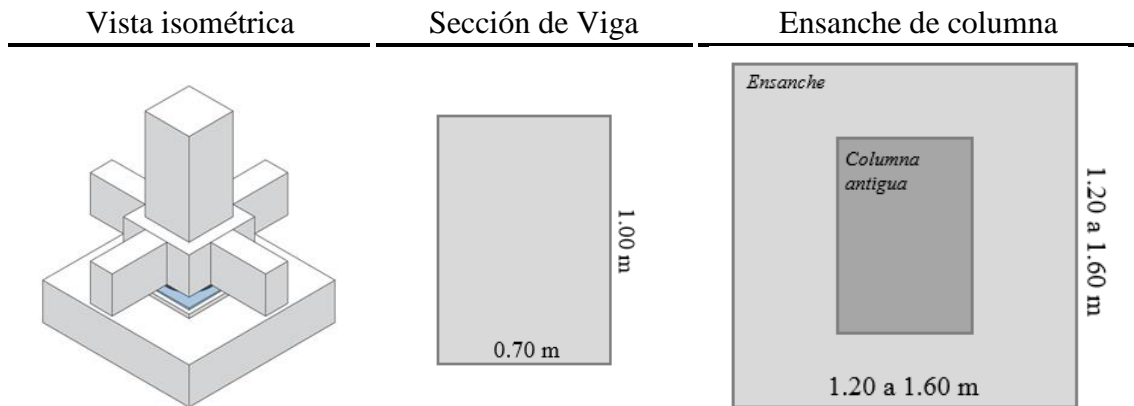


Figura 5-10 Esquema de las secciones de vigas y columnas de la interfaz de aislamiento

Para el diseño, se consideraron los efectos P-Delta como momentos adicionales a los del análisis. Para este caso, el orden de magnitud de los momentos P-delta es de 400 tonf-m. Entonces las vigas deben soportar al menos entre 40 y 80 tonf-m. Por otro lado, las columnas, las cuales son robustas, reciben en mayor proporción al efecto P-delta en un orden de magnitud de entre 320 a 360 tonf en los casos de mayor demanda.

De lo anterior, se procedió al diseño de las vigas y columnas en concreto armado. En la figura 5-11 se muestran los modelos constitutivos del concreto y acero usados para el diseño de los elementos tipo columna que fueron ensanchados. Para el caso de las vigas se siguieron las simplificaciones de la norma E-060.

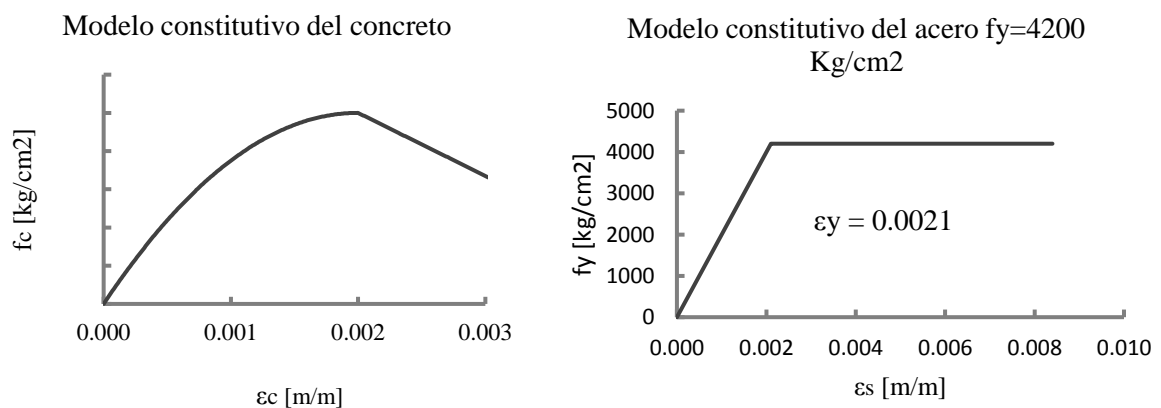


Figura 5-11 Modelo constitutivo del concreto y del acero

Finalmente, las secciones típicas de las vigas de la interfaz del aislamiento son de 0.70x1.00 m, las cuales estarán reforzadas con aceros de  $\phi$  1" y  $\frac{3}{4}$ " como se muestra en la figura 5-12. Las columnas del sótano presentan diferentes secciones, por lo tanto, se tienen diferentes dimensiones de ensanches para el reforzamiento; sin embargo, la cantidad de acero propuesta es la misma en cada caso y solo se cambian las ubicaciones y las distancias al eje neutro. El diámetro propuesto de las varillas es de 1", y dispuestas

en el perímetro con 10 barras por cada lado. La sección típica del reforzamiento se muestra en la figura 5-12.

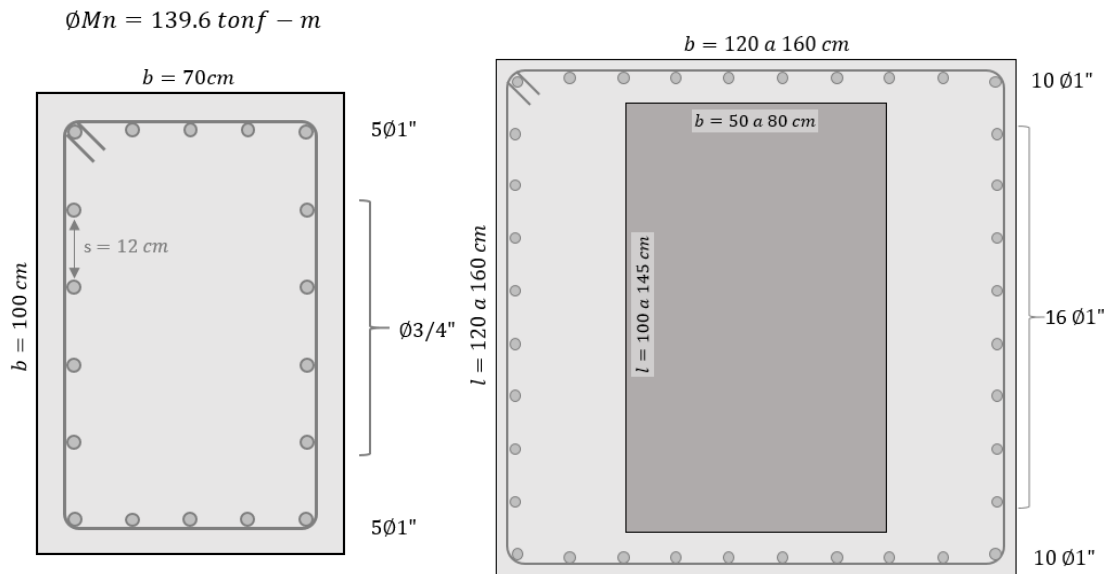


Figura 5-12 Sección de la viga de la interfaz de aislamiento y de la columna reforzada (Nivel aislamiento)

Los diagramas de interacción correspondientes varían entre los mostrados en la figura 5-13 y la figura 5-14 donde se observa que las resistencias a flexión son de 350 tonf-m en la columna con el menor ensanche (1.20x1.20 m). Es importante resaltar que estos diagramas corresponden al aporte de solamente los ensanches sin considerar la resistencia a flexión de la columna existente ya que el resultado sería aún más conservador. Además, se debe indicar que el área ensanchada de las columnas no recibe las cargas de gravedad como sí lo recibe el núcleo (columna existente); entonces, la mayor demanda que reciban los ensanches serán por los momentos P-delta (carga sísmica). Por tal, la resistencia a flexión de los ensanches estará cerca a los máximos de sus respectivos diagramas de interacción.

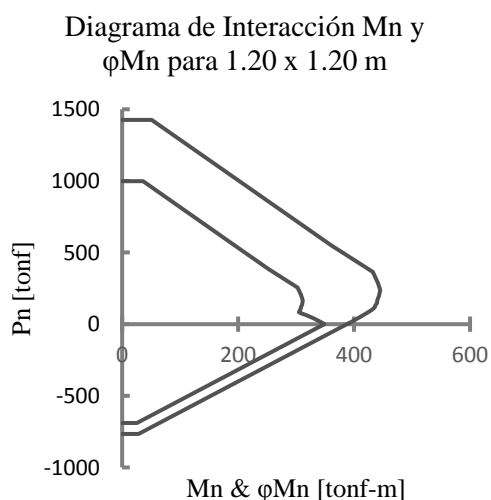


Figura 5-13 Diagrama de interacción – Columna 1.20x1.20

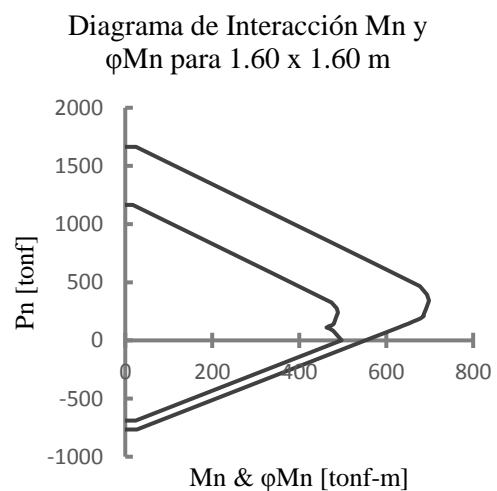


Figura 5-14 Diagrama de interacción – Ensanche 1.60x1.60



## 5.4 Resultados del análisis Tiempo Historia del edificio aislado

Para el análisis de la estructura aislada, se realizaron análisis tiempo historia no lineales, considerando las propiedades nominales y propiedades modificadas por los factores de modificación de los dispositivos de aislamiento (factores mínimos y máximos). Además, para el modelo inelástico del edificio se usaron rótulas plásticas concentradas. Las señales utilizadas son las que se indican en la sección 4.4.1, para un MCE ( $T_r = 2500$  años).

### 5.4.1 Estados de daño basados en las derivas de entrepiso

La figura 5-15 muestra las variaciones de deriva en la altura del edificio aislado. Las derivas se muestran para las propiedades nominales y propiedades modificadas de los dispositivos de aislamiento. En ambas figuras se ha indicado el límite de daño leve (0.019) para la estructura. En ambas direcciones se cumpliría con el objetivo de desempeño propuesto, para la dirección X se tiene un daño leve y para la dirección Y un daño moderado.

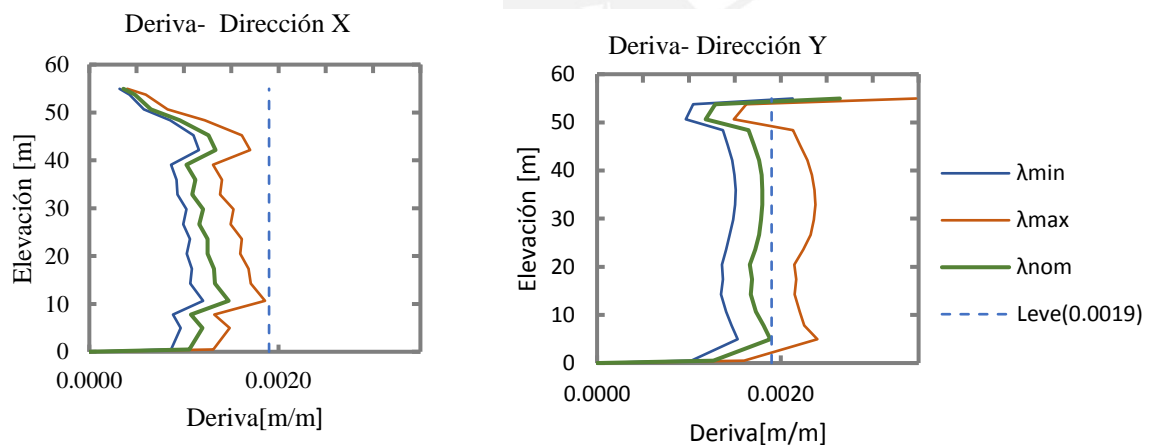


Figura 5-15 Deriva mínima, máxima y media en X e Y - Nivel de daño en estructura

De igual forma en la figura 5-16 se muestra las variaciones de deriva en la altura del edificio aislado con la diferencia que se han indicado los límites de daño leve (0.001) y moderado (0.003) para los muros de relleno. En las dos direcciones se cumpliría con el objetivo de desempeño, obteniéndose en ambas direcciones un nivel de daño moderado.

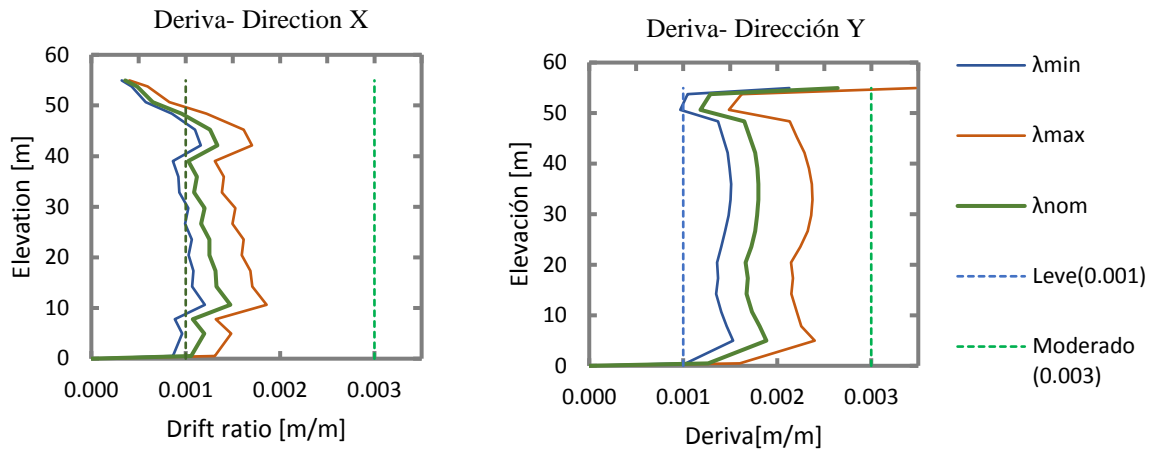


Figura 5-16 Nivel de daño en muros debido a derivas

### 5.4.2 Estados de daño basados en las aceleraciones de piso

La figura 5-17 muestra las aceleraciones de piso versus la altura del edificio aislado. Se muestran las aceleraciones tanto para las propiedades nominales como para las propiedades modificadas de los dispositivos de aislamiento. En ambas figuras se ha indicado el límite de daño leve (0.2g) para los elementos no estructurales. En las dos direcciones se cumple con el objetivo de desempeño propuesto. Ambas direcciones presentan un daño leve, a excepción de los últimos pisos que presentan un daño moderado en la dirección Y. Es importante señalar que esto se debe a que en el último nivel del pabellón B se encuentra una estructura apéndice, muy flexible, que necesitaría ser rigidizada para presentar un daño leve.

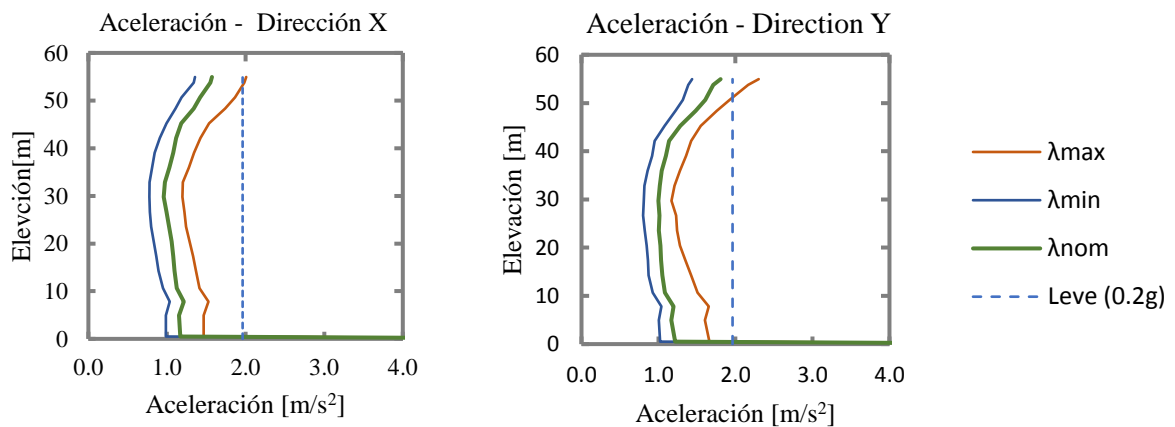


Figura 5-17 Nivel de daño en elementos no estructurales debido a la aceleración

## 5.5 Comparación del desempeño entre los modelos de base fija y base aislada

En esta sección se comparan los estados de daño del hospital aislado y el hospital en su estado actual (base fija) para el MCE ( $T_r = 2500$  años). Como ya se mencionó, el

aislamiento se implementó en los 3 bloques y la estructura de base fija analizada fue solo el pabellón B.

### 5.5.1 Estados de daño basados en las derivas de entrepiso

La figura 5-18 muestra las variaciones de deriva en altura del edificio aislado y del edificio de base fija (pabellón B). Las figuras indican el valor promedio con sus respectivos percentiles de 5 y 95 % y los límites de daño para la estructura. Debido al aislamiento se pasa de un nivel de daño completo a leve, cumpliendo con los objetivos de desempeño propuestos.

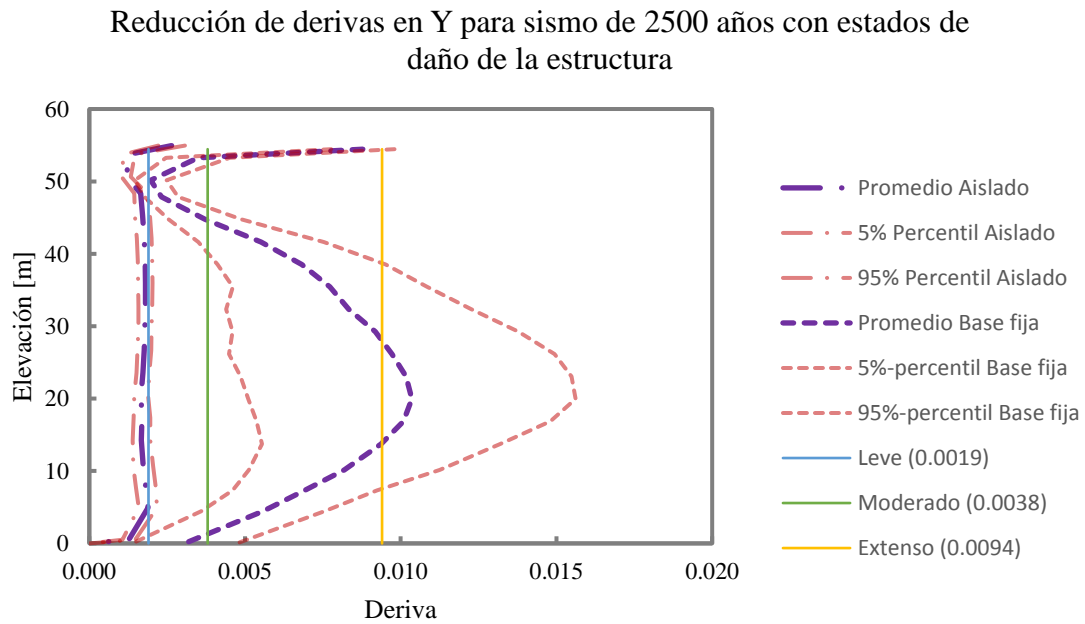
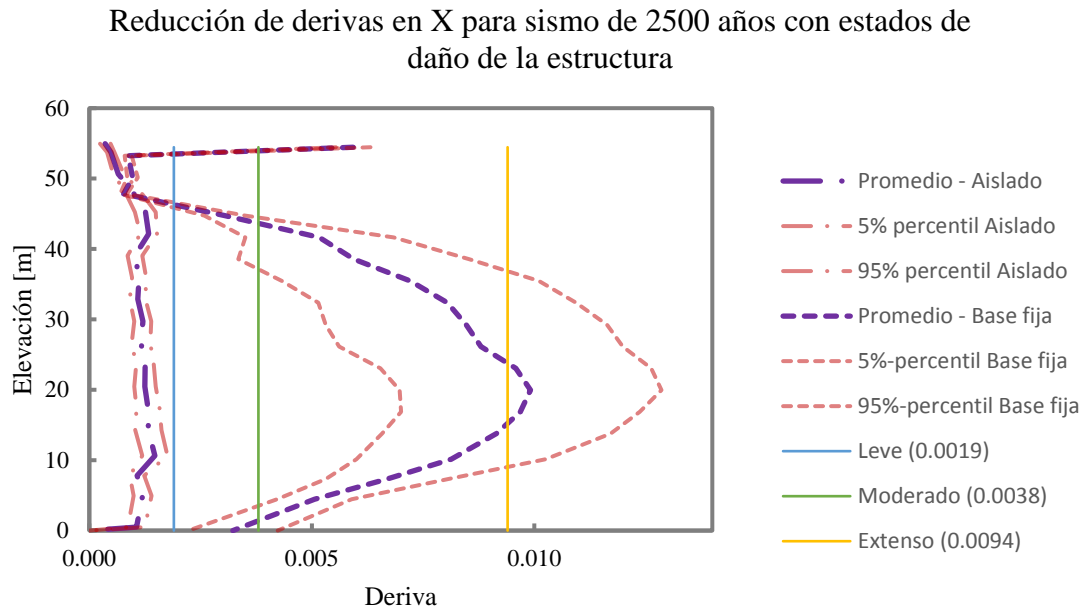
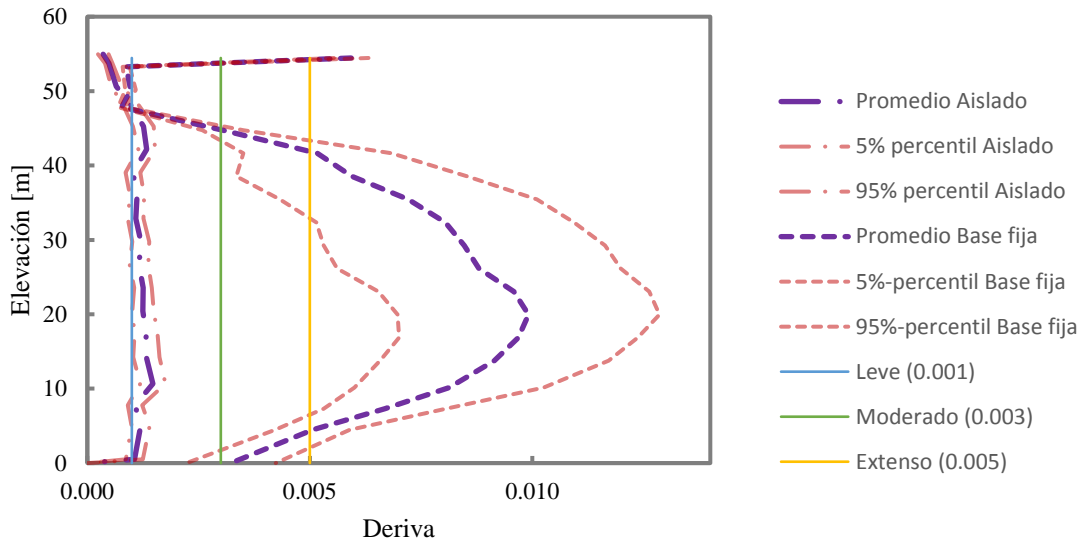


Figura 5-18 Comparación del nivel de daño de la estructura de base fija (Pabellón B) y la estructura aislada

La figura 5-19 muestra las variaciones de deriva en altura del edificio aislado y del edificio de base fija (pabellón B). Las figuras indican el valor promedio con sus respectivos percentiles de 5 y 95 % y los límites de daño para los muros de relleno. Debido al aislamiento se pasa de un nivel de daño completo a moderado, cumpliendo con los objetivos de desempeño propuestos.

Reducción de derivas en X para sismo de 2500 años con estados de daño de la mampostería de relleno



Reducción de derivas en Y para sismo de 2500 años con estados de daño de la mampostería de relleno

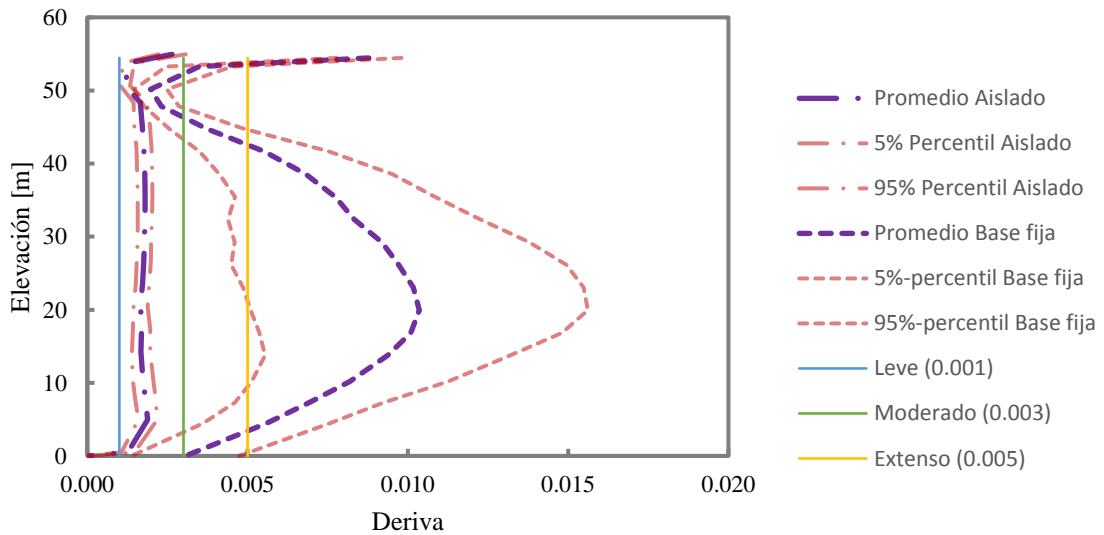


Figura 5-19 Comparación del nivel de daño de los muros de la estructura de base fija (Pabellón B) y la estructura aislada

### 5.5.2 Estados de daño basados en las aceleraciones de piso

La figura 5-20 muestra las variaciones de aceleración en altura del edificio aislado y del edificio de base fija (pabellón B). Las figuras indican el valor promedio con sus respectivos percentiles de 5 y 95 % y los límites de daño para los elementos no estructurales. Debido al aislamiento, se pasa de un nivel de daño extenso a leve, cumpliendo con los objetivos de desempeño propuestos.

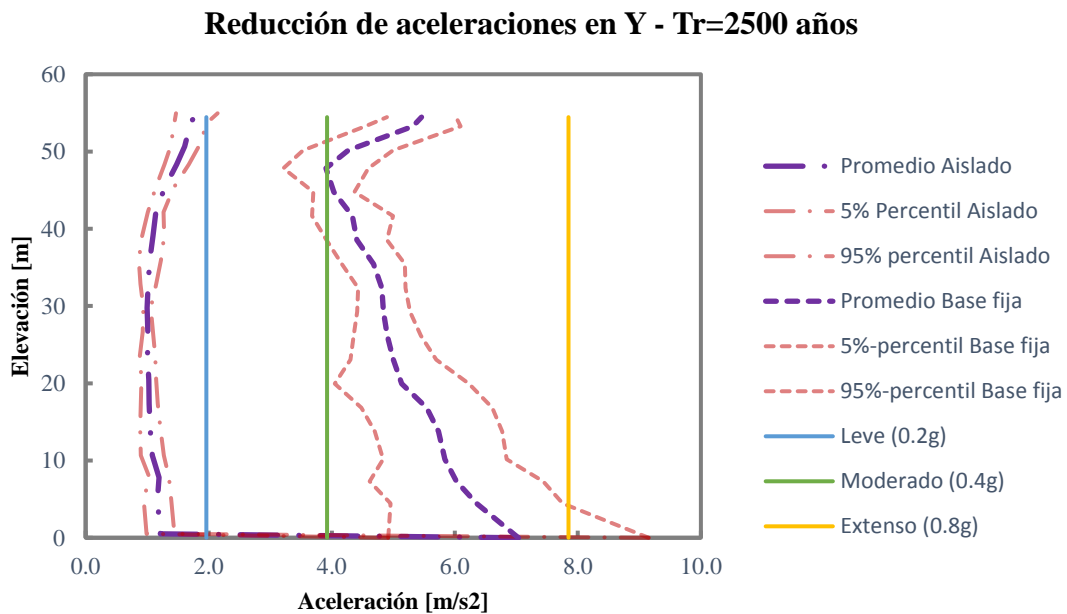
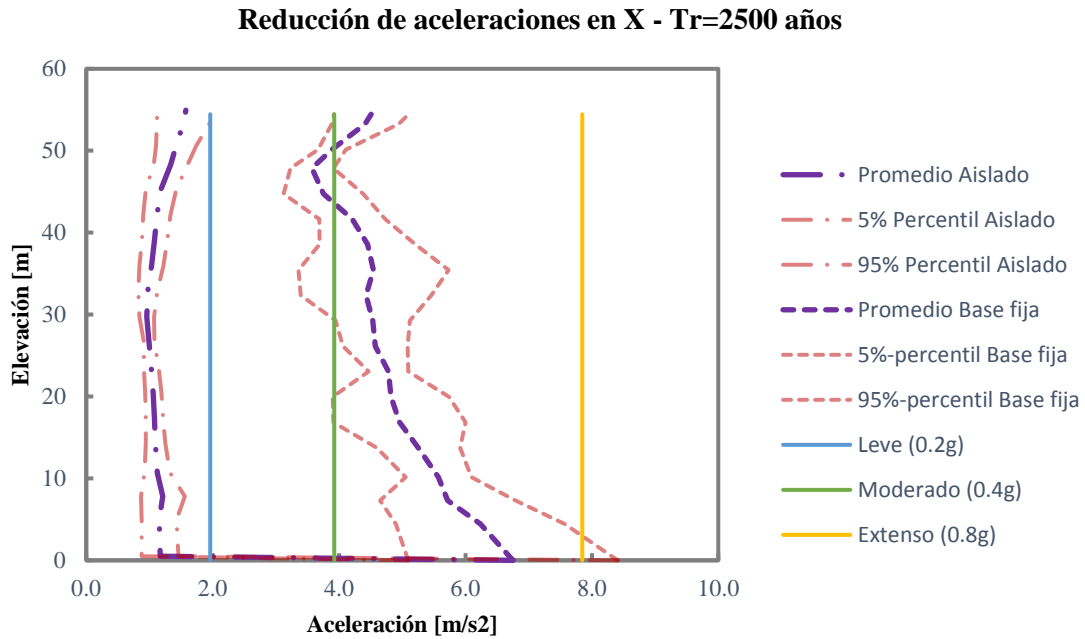


Figura 5-20 Comparación del nivel de daño de los elementos no estructurales de la estructura de base fija (Pabellón B) y la estructura aislada

### 5.5.3 Estado de las rótulas plásticas

Del análisis tiempo historia no lineal, se observa que se presentan rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas. El estudio de las cantidades de rótulas se enfocó en el pabellón B. De la tabla 5-7 y de la tabla 5-8 se observan las cantidades de rótulas en estado de fluencia y sus respectivos porcentajes para vigas y columnas.

*Tabla 5-7 Cantidades de rótulas del pabellón B aislado*

<b>Dirección del análisis</b>		<b>Cantidad de rótulas</b>		
		<b>Elásticas</b>	<b>En fluencia</b>	<b>Total</b>
En X	Vigas	4507	255	4762
	Columnas	2561	175	2736
En Y	Vigas	4320	442	4762
	Columnas	2527	209	2736

*Tabla 5-8 Estado de las rótulas del pabellón B aislado*

<b>Dirección del análisis</b>		<b>Porcentaje de rótulas</b>	
		<b>Elásticas</b>	<b>En fluencia</b>
En X	Vigas	94.6	5.4
	Columnas	93.6	6.4
En Y	Vigas	90.7	9.3
	Columnas	92.4	7.6

De la tabla 5-9 se puede notar que con el aislamiento sísmico no se puede lograr que todos los elementos permanezcan en el estado elástico; sin embargo, se logra que más del 90% de los elementos sí permanezcan en este estado.

*Tabla 5-9 Resumen de cantidades y porcentajes de rótulas del pabellón B aislado*

<b>Dirección del análisis</b>	<b>Cantidad de rótulas</b>			<b>Porcentaje de rótulas</b>	
	<b>Elásticas</b>	<b>En fluencia</b>	<b>Total</b>	<b>Elásticas</b>	<b>En fluencia</b>
En X	7276	498	7774	93.6	6.4
En Y	7057	717	7774	90.8	9.2

## **6. PROCESO CONSTRUCTIVO Y COSTOS**

Luego de haber realizado el diseño de los elementos estructurales (vigas, reforzamiento de columnas) se propuso un proceso constructivo y una estimación de costos para determinar la factibilidad económica de usar aisladores en el HERM.

### **6.1 Método constructivo**

Para el caso de estudio se plantea utilizar el método de soporte temporal; el cual, se explica en detalle en la sección 2.3. De manera resumida el método propuesto consiste en reforzar una cantidad determinada de vigas y columnas por debajo del nivel de aislamiento de acuerdo con la situación de la estructura. Luego se instalan soportes temporales con el propósito de acomodar temporalmente a los gatos hidráulicos necesarios para soportar las cargas de gravedad durante el corte de las columnas. Después del corte, se instalan los dispositivos de aislamiento. Para terminar, la carga vertical se cambia de los gatos hidráulicos a los dispositivos de aislamiento; a partir de ahí se remueven los gatos hidráulicos y los soportes metálicos temporales. En la figura 6-1 se muestra el esquema de este método.



Método soporte temporal



Reforzamiento con aislamiento completado

*Figura 6-1 Método de soporte temporal (Masuzawa y Hisada ,2004)*

### **6.2 Metodología para la estimación de costos**

Para el caso de estudio, se realizó una estimación de costos por ratios. En la figura 6-2 se muestra un esquema de la metodología usada para dicha estimación. Se empezó con la definición del proceso constructivo; luego, se realizó la estimación de las cantidades de trabajo (metrado) y tiempo de acuerdo con las distintas actividades. Finalmente, se desarrolló una aproximación de los recursos monetarios necesarios para completar el reforzamiento.



Figura 6-2 Esquema de la metodología de trabajo

### 6.3 Proceso constructivo

Para determinar el proceso constructivo se identificó el área de trabajo y las actividades constructivas.

#### 6.3.1 Identificación de las áreas de trabajo

Primero se identificó el área de trabajo y sus alrededores para poder encontrar las áreas que puedan verse afectadas por las actividades principales. La figura 6-3 muestra un esquema en planta de las estructuras adyacentes a los pabellones (a nivel del piso 1 y sótano).

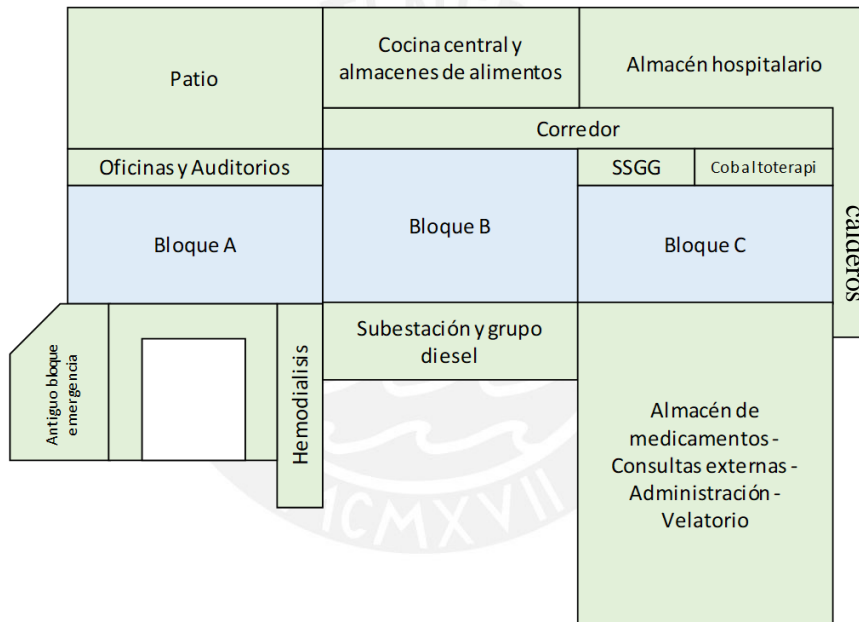
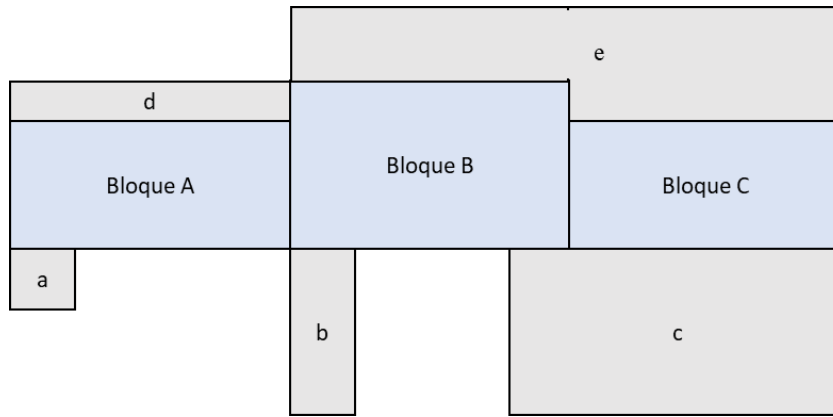


Figura 6-3 Esquema en planta de las estructuras adyacentes a los pabellones (A, B y C)

En la figura 6-4 se muestra un esquema en planta de las estructuras adyacentes al primer piso y en la figura 6-5 se muestran imágenes de algunas de estas estructuras. La mayoría de estas estructuras vienen de las columnas del sótano que comparten zapata con la estructura principal. Algunas de estas estructuras soportan el techo de los pasadizos del piso 1.





*Figura 6-4 Esquema en planta de estructuras adyacentes- Piso 1*



a) Sala de espera

b) Unidad de hemodiálisis

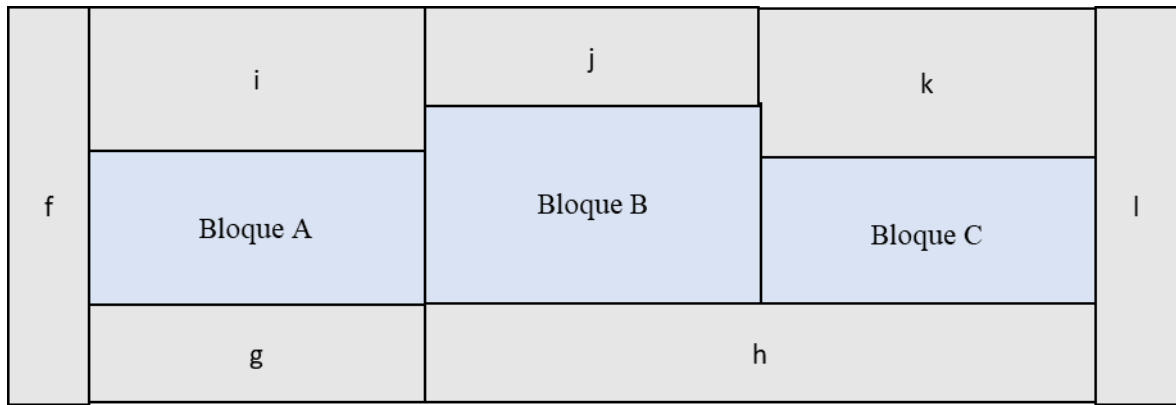
c) Consultas externas

d) Techo del corredor (Bloque A)

e) Techo del corredor (Bloque C)

*Figura 6-5 Estructuras adyacentes a nivel del primer piso*

La figura 6-6 muestra un esquema en planta de las estructuras adyacentes a nivel de sótano; algunas de éstas tienen columnas que comparten su zapata con la estructura principal. En la figura 6-7 se muestran imágenes de algunas de estas estructuras.



*Figura 6-6 Esquema de estructuras adyacentes a nivel de sótano*



f) Terreno adyacente a las escaleras



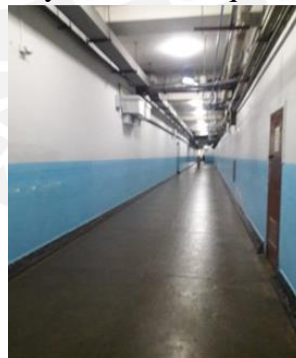
g) Techo de oficinas adyacente al bloque A



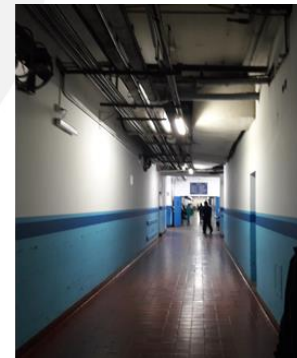
h) Techo de oficinas



i) Oficinas y auditorios



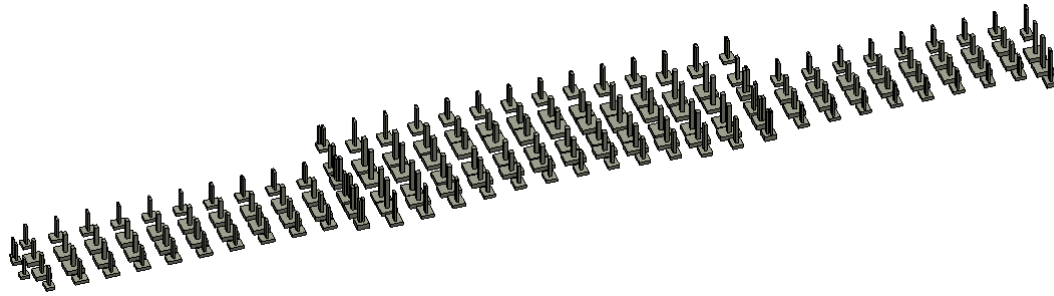
j) Corredor del pabellón B



l) Corredor adyacente al bloque C

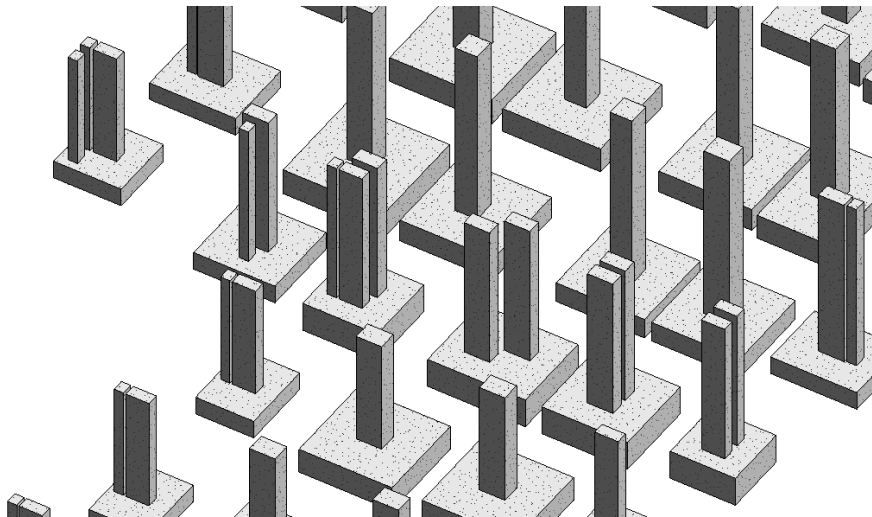
*Figura 6-7 Estructuras adyacentes a nivel del sótano*

Para el caso de estudio, los dispositivos de aislamiento se colocarán encima de las zapatas por lo que se revisaron los planos de cimentaciones de los 3 pabellones para obtener las dimensiones, propiedades y elevaciones de las zapatas. La figura 6-8 muestra la disposición de las cimentaciones de los 3 pabellones que serán aislados.



*Figura 6-8 Cimentaciones del pabellón A, B, C (HERM-Revit)*

De la revisión de los planos se observó que algunas columnas de las estructuras adyacentes comparten su zapata con la estructura principal (figura 6-9). La figura muestra que puede haber hasta 3 columnas compartiendo la misma zapata; en estos casos, las columnas que no pertenezcan a los bloques principales tendrán que ser removidas.



*Figura 6-9 Zapatas entre el pabellón A-B y B-C (HERM-Revit)*

### 6.3.2 Actividades preliminares

#### 6.3.2.1 Traslado de servicios

Los ambientes del sótano tienen diversas funciones tales como corredores de servicios, oficinas, consultorios de fisioterapia, almacenes, depósitos, un comedor de trabajadores, una unidad de terapia de cobalto y otros ambientes menores. Por tal, para llevar a cabo la ejecución del proyecto se deberá primero liberar todas estas áreas. Para esto, las funciones del sótano primero se trasladarán a la periferia del hospital a unos módulos temporales para que el hospital pueda seguir con los servicios de este nivel.

Como se observa en la figura 6-10, existen 6 áreas libres alrededor de los bloques principales del hospital. Las cuales tienen unos 26,000 m<sup>2</sup> en total aproximadamente, siendo 20,000 m<sup>2</sup> utilizados como estacionamientos. De esto se puede notar que se tiene área suficiente para mover los servicios que se retirarán del sótano durante la etapa de construcción.



*Figura 6-10 Disposición de áreas exteriores circundantes al Rebagliati*

Para el caso de estudio se propone disponer del área L2 para la instalación de los módulos y ambientes temporales, los cuales tienen que ser instalados y puestos a prueba antes de su ocupación. Para esto, el área temporal requerida debe ser mayor que el área de los servicios desplazados, es decir mayor o igual a 5,500 m<sup>2</sup>.

Por tanto, estimando un costo promedio para módulos metálicos de USD 150/m<sup>2</sup>, incluyendo instalaciones (sólo suministro de mobiliario), se tendría un aproximado de USD 750,000 en módulos temporales. Por otro lado, en estos ambientes, el costo de la instalación (contenido hospitalario), de funcionamiento y de operación estaría a cargo del hospital y no del contratista.

### 6.3.2.2 Instalaciones del contratista y de la supervisión

Se propone utilizar el área L3 de 1,500 m<sup>2</sup> (250m<sup>2</sup> para las oficinas del contratista y 1,000 m<sup>2</sup> para almacén de materiales y patio de máquinas). El costo unitario estimado para las oficinas del contratista sería de alrededor de 80 USD/m<sup>2</sup>, lo que daría un total de 20,000 USD en módulos para oficinas. El mobiliario de las oficinas se estima en un valor aproximado de 16,000 USD con un costo que se carga a la obra del 50% de este valor, siendo en total 8,000 USD.

### 6.3.3 Actividades para las juntas sísmicas

#### 6.3.3.1 Excavación de foso perimetral

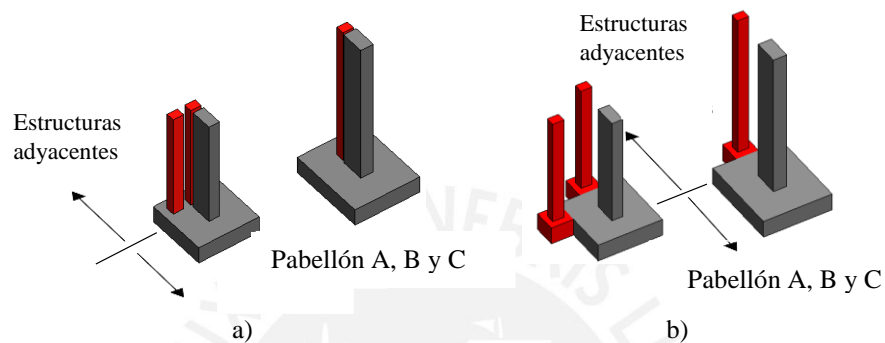
El objetivo del foso perimetral es permitir que la estructura pueda desplazarse libremente hacia los lados cuando esta se encuentre aislada. Para el caso de estudio se tiene que los bloques a aislar están rodeados casi completamente por alguna estructura adyacente a excepción de la zona de las escaleras donde se tendría que excavar la fosa. Para esto se



requerirá de maquinaria de excavación y de materiales para el sostenimiento de las paredes excavadas mientras se construyen las paredes de soporte de concreto.

### 6.3.3.2 Separación de las estructuras adyacentes

Luego de haber identificado las columnas de las estructuras adyacentes que comparten cimentación con la estructura principal, se procede a separar estas columnas para luego construirlas en una nueva cimentación. En la figura 6-11-a se muestran en color naranja las columnas a remover de las estructuras adyacentes. Finalmente, en la figura 6-11-b se muestra la estructura luego de separar las columnas.



*Figura 6-11 a) Columnas adyacentes que comparten zapata con la estructura principal (Color naranja) b) Separación de estructuras adyacentes*

Para la separación de las estructuras adyacentes, las actividades principales consisten en:

- Picar los muros (los adyacentes a los bloques principales).
- Apuntalar las losas de los edificios adyacentes.
- Cortar y picar las columnas existentes que compartan zapatas.
- Construir las nuevas zapatas, columnas y conectar con las losas
- Restablecer la arquitectura de los ambientes (estructuras adyacentes).

El picado de los muros se hará con martillos neumáticos y herramientas manuales. De ser necesario también se podrá usar un mortero expansivo no explosivo que es muy útil en demoliciones sin ruido ni vibraciones. La cuadrilla tendrá un rendimiento de 9m<sup>3</sup>/jornada y se conformará por:

- 1 capataz
- 4 operarios
- 1.5 operador de equipo liviano
- 4 martillos neumáticos
- 4 compresoras neumáticas 75-100 hp
- 1 minicargador
- 0.5 camión volquete de 15m<sup>3</sup>

## 6.3.4 Actividades para la instalación de los dispositivos

### 6.3.4.1 Remoción de elementos no estructurales

Para los trabajos de reforzamiento de columnas e instalación de los dispositivos de aislamiento se tendrán que remover los elementos no estructurales (muros de relleno) del nivel del sótano. En la figura 6-12 se muestra una imagen referencia de cómo quedaría el nivel del sótano luego de retirar los elementos no estructurales.



*Figura 6-12 Elementos no estructurales retirados (Luca'Trombetta, Castellano, & Cocchio, 2014)*

Las cuadrillas necesarias para realizar este trabajo, para un avance estimado de 13.5 m<sup>3</sup> por jornada de trabajo, son las siguientes:

- 1 capataz
- 6 operarios
- 2.5 Operadores de equipo liviano
- 2 minicargadores
- 2 martillos para minicargador
- 2 palas para minicargador
- 6 martillo neumático
- 6 compresoras neumáticas 75-100 hp
- 0.5 camión volquete de 15m<sup>3</sup>

Luego, se debe eliminar la losa de piso para que se inicien los trabajos de colocación de los dispositivos. La figura 6-13 muestra cómo se espera que se viera el sótano luego de la demolición de las losas del sótano.

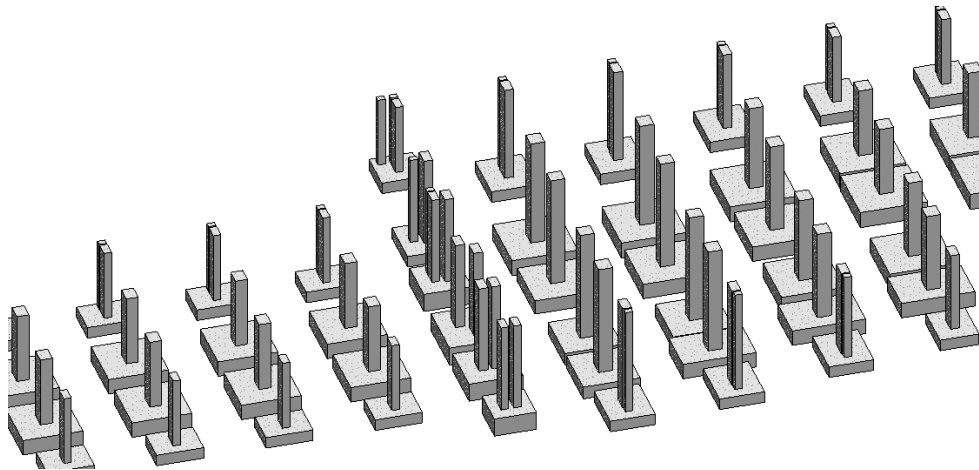


Figura 6-13 Sótano del pabellón A y B, luego de la demolición de muros y losa(HERM-Revit)

Finalmente, el material removido deberá ser cargado y eliminado con un minicargador y un camión volquete para cada jornada de trabajo. Considerando un factor de esponjamiento del 50%, se requerirán 3 viajes de camión volquete por jornada, el cual se cargaría a la partida de transporte y a la disposición de material de desmonte. Ésto agrega 1 volquete adicional disponible a la jornada completa, el cual se encuentra listado en el último lugar de la lista presentada.

#### 6.3.4.2 Ascensores y cajas de escaleras

Las cajas de escaleras y los muros de ascensores deberán ser cortados en su base desde donde se instalarán los deslizadores metálicos que soporten su respectiva carga vertical. Como se muestra de manera esquemática en la Figura 6-14, el nivel donde se ubicarán estará por debajo del nivel del corte de los aisladores ya que los pits de ascensores se ubican en una fosa cuyo nivel es más profundo.

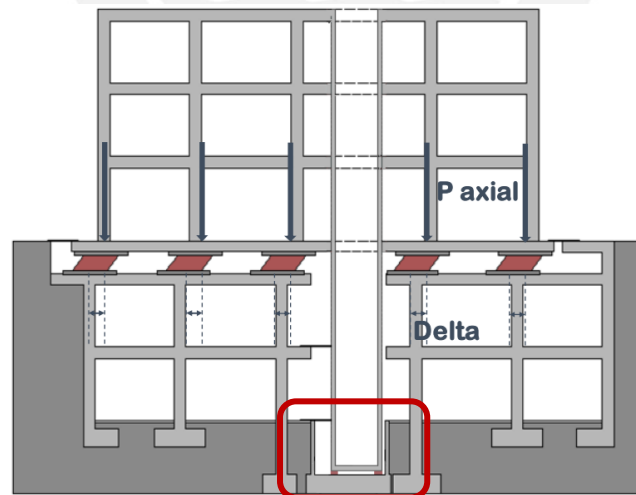


Figura 6-14 Disposición inferior de los deslizadores (Muñoz, 2017)

#### 6.3.4.3 Reforzamiento de columnas

El reforzamiento a las columnas se hará de acuerdo con las dimensiones de las secciones indicadas en el capítulo anterior. Además, se realizará un ensanchamiento en la parte baja de la columna para que funcione como un capitel y así se pueda realizar la conexión emperrada de los aisladores, como se muestra en la figura 6-15.

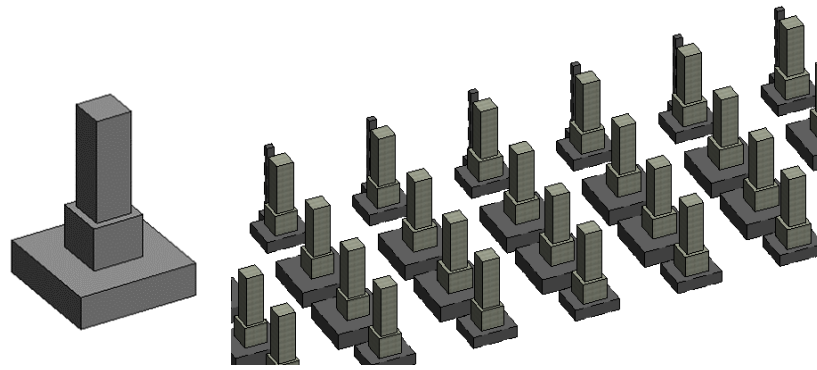


Figura 6-15 Reforzamiento de las columnas y ensanche de la parte inferior (HERM-Revit)

#### 6.3.4.4 Instalación de los aisladores sísmicos

##### ✓ Soportes temporales

Para instalar los aisladores se empieza con la instalación de los soportes temporales. Estos se sujetan de las columnas a través de la fuerza de fricción con éstas; para lo cual, usan el esfuerzo en cables postensados a niveles de tensión de entre 100 tonf y 150 tonf por cable. El coeficiente de fricción entre las superficies de contacto es de alrededor de 1; por lo tanto, la cantidad de tensión total aplicada a los cables representará aproximadamente la máxima cantidad de carga vertical que puedan ser transferidos a los soportes temporales. Para la instalación de estos soportes se perforarán agujeros en la parte inferior de las columnas (ver figura 6-16-a) por donde se harán pasar los cables que se tensarán. Luego, se acomodan temporalmente gatos hidráulicos para transferir las cargas de gravedad de las columnas a éstos (ver figura 6-16-b).

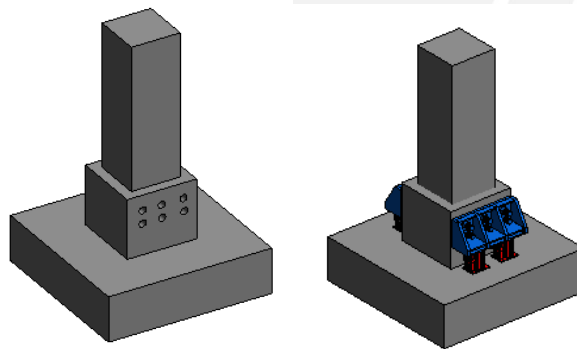


Figura 6-16 , a) Agujeros en la columna, b) Soportes temporales y gatos hidráulicos (Mazusawa y Hisada, 2004)

Antes de la ejecución de estos trabajos se deben conducir ensayos a escala real para simular la configuración planteada y confirmar la seguridad y el desempeño de los apoyos del sistema de soportes temporales. Además, se debe investigar al coeficiente de fricción y la relación fuerza axial – deformación de los cables. Según Masuzawa y Hisada (2004), se propone que un desplazamiento vertical de 0,2 mm en los cables sea un valor suficientemente pequeño para esta actividad temporal.

##### ✓ Corte de columnas

Esta actividad se realiza con una sierra que consta de un alambre de acero diamantado de ½” de diámetro (Bailey & Allen, 1991) guiado por una serie de poleas que se pueden



adaptar a cada situación de corte. Un panel de control y un dispositivo montado en las guías del equipo son las que mantienen la tensión en el cable. El cable se enfría con un suministro constante de agua. En la figura 6-17 se muestra lo anterior.

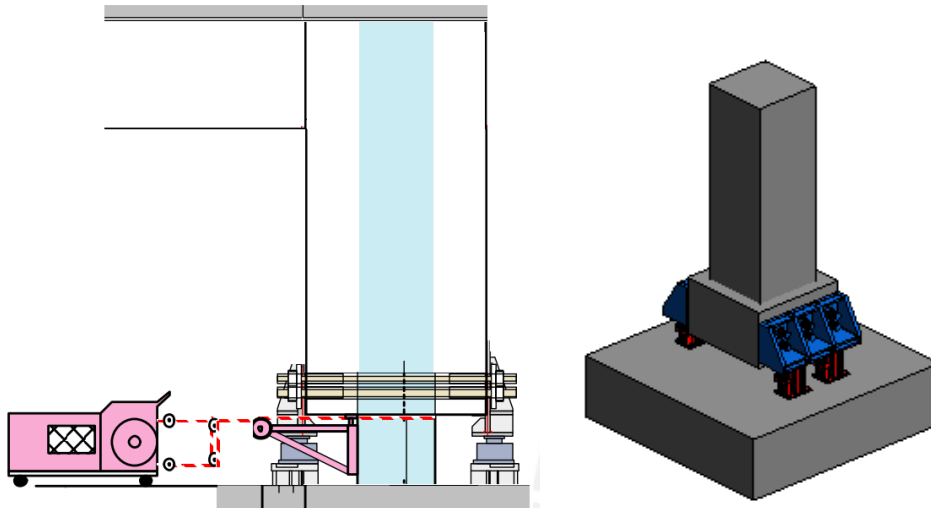


Figura 6-17 a) Corte de columna (Masuzawa, 2004- Modificado); b) Columna luego del corte (HERM-Revit)

#### ✓ Carga

Luego del corte de las columnas, se pule y se prepara a las superficies cortadas y se instalan los dispositivos. Dos operarios pueden fácilmente precargar 3 aisladores en una hora. El proceso se hace como sigue (Bailey & Allen, 1991):

- Se fija el flat Jack con unas láminas circulares tipo arandela en el espacio entre el aislador y la columna. Estas arandelas son fabricadas para encajar en cada una de las dos áreas cóncavas del flat Jack. En la figura 6-18 muestra la posición de los flat Jack.

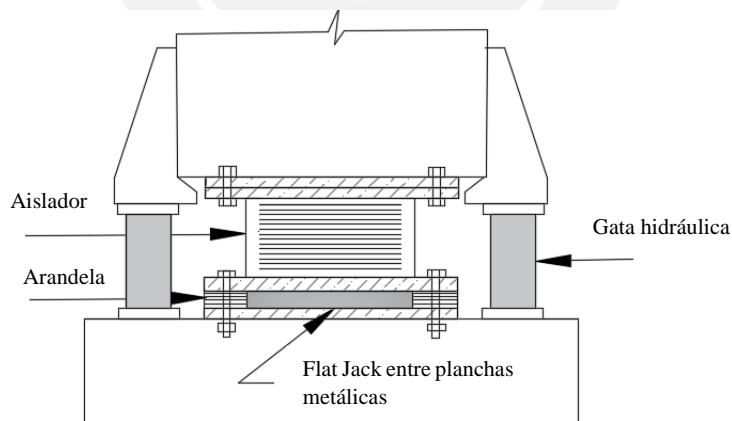


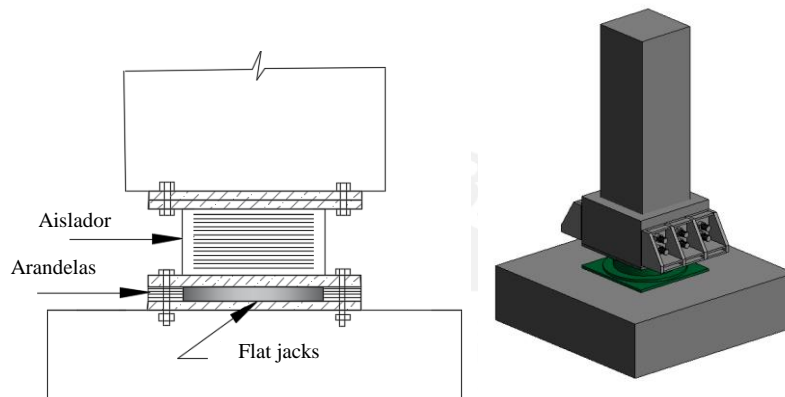
Figura 6-18 Transferencia de la carga vertical a los dispositivos

- El flat Jack viene con dos boquillas para válvula. El epóxico es bombeado por una de las boquillas hasta que el aire se purgue y salga completamente por la segunda boquilla y en ese momento se bloquea esa salida (figura 6-19). A medida que la presión se incrementa, el flat Jack se expande y presiona contra las dos arandelas colocadas. Cuando la lectura del manómetro indica la precarga deseada, la boquilla de la válvula del flat Jack se bloquea.



*Figura 6-19 Bombeo del epóxico*

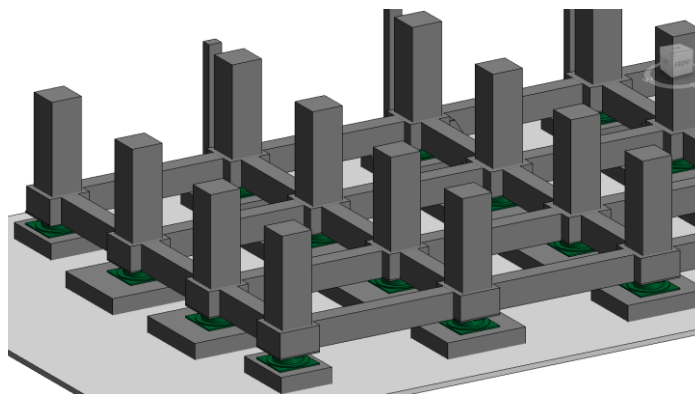
- El espacio restante no ocupado entre las dos placas cuadradas y el flat Jack se completa con planchas de acero y se ajustan los cuatro pernos de las esquinas. Una vez que el epóxico ha curado, los gatos temporales de soporte se pueden retirar y se trasladan a otro frente de trabajo. La figura 6-20 muestra la instalación final de los dispositivos.



*Figura 6-20 Instalación de los aisladores: a) Vista frontal; b) Vista 3D (HERM-Revit)*

#### 6.3.4.5 Sistema de vigas

Como se indicó en el capítulo 5, es necesario construir un sistema de vigas que soporten los momentos P-Delta. Esto se muestra en la figura 6-21, donde se observan las vigas de la interfaz de aislamiento ubicadas sobre la base de las columnas.



*Figura 6-21 Vigas de la interfaz de aislamiento (HERM-Revit)*

#### 6.3.4.6 Losa del sótano

Una vez terminada la construcción de la interfaz de aislamiento se construye la losa del nuevo piso del sótano. Adicionalmente, se dejan aberturas en la misma para futuras inspecciones de los aisladores.

#### 6.3.4.7 Instalación de los servicios

Se reemplazarán las líneas de servicio existentes por otras que tengan la capacidad de deformación que demandará la interfaz de aislamiento. De otra manera las líneas actuales colapsarían inmediatamente ante los grandes desplazamientos de los aisladores sísmicos. Estas líneas de servicio deben tener la suficiente flexibilidad que les permita deformarse tanto como los desplazamientos máximos del nivel de aislamiento. En la siguiente figura 6-22 se puede observar un ejemplo de tuberías flexibles que se utilizan para reemplazar a las conexiones rígidas

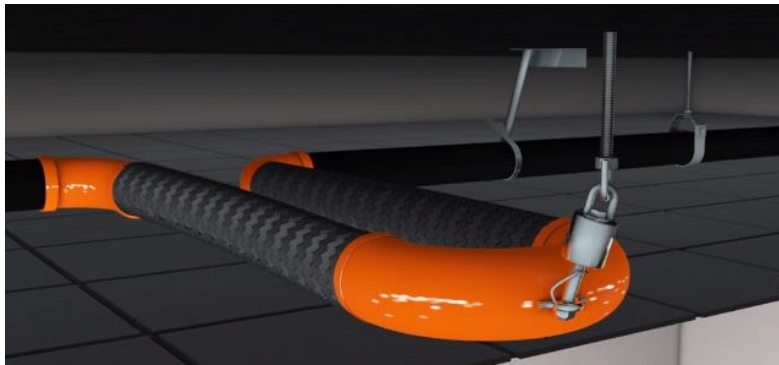


Figura 6-22 Líneas flexibles de tubería (Fuente: <http://www.metraflex.com>)

#### 6.3.4.8 Restauración de la arquitectura

La restauración de la arquitectura (acabados, construcción de muros y traslado de los servicios) será la etapa final antes de que vuelvan a funcionar los servicios al sótano. En la figura 6-23 se muestra el sótano del pabellón A con la ubicación de los principales muros de separación que serán restaurados.

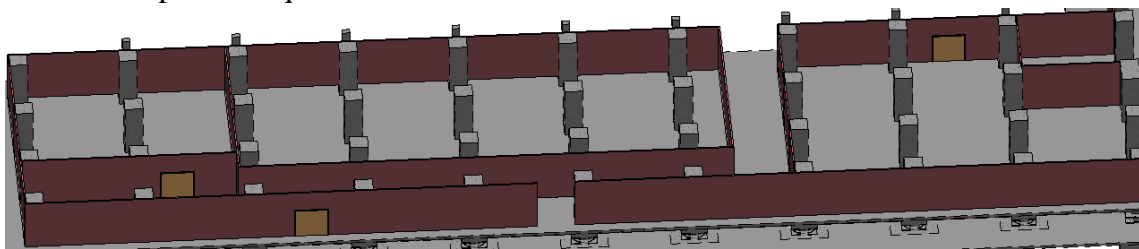


Figura 6-23 Construcción de muros divisorios- Pabellón A (HERM-Revit)

Además, se tiene que cubrir toda la junta perimetral con un dispositivo flexible (“Expansion Joint Cover”) colocado al nivel del piso que permita tanto el tránsito de personas como el desplazamiento relativo entre las edificaciones de base fija y los bloques aislados (figura 6-24).



Figura 6-24 Cubierta para junta de expansión (Fuente: Construction Specialties)

Finalmente, la tabla 6-1 muestra un resumen de las principales actividades constructivas en el reforzamiento sísmico del HERM. Las actividades se dividen principalmente en las realizadas para la junta de aislamiento y el aislamiento de los pabellones principales (A, B, C).

Tabla 6-1 Actividades principales del proceso constructivo

ID	Descripción
<b>Actividades preliminares</b>	
1	Traslado de servicios
2	Instalación del contratistas y la supervisión
<b>Junta de aislamiento</b>	
3	Excavación del foso perimetral
4	Separación de estructuras adyacentes
5	Construcción de nueva zapata, columna y losa
<b>Aislamiento de pabellones</b>	
6	Demolición de muros y losas a nivel de sótano
7	Reforzamiento de columnas
8	Instalación de soportes temporales
9	Corte de columnas
10	Instalación de los dispositivos
11	Construcción del nuevo nivel de vigas
12	Losa de sótano
13	Restauración del nivel de sótano

#### 6.4 Cantidades de trabajo

Para determinar las cantidades de trabajo se realizó el metrado del concreto y acero a utilizar en la interfaz de aislamiento, en el reforzamiento de las columnas, y en la construcción de las nuevas zapatas y columnas de las estructuras adyacentes. Además, se consideró el volumen de demolición y construcción de los muros de separación y de la losa de piso. El trabajo de excavación fue estimado a partir de la fosa que se requerirá al costado de las escaleras del pabellón A; donde se deberá dejar una separación para que el edificio pueda moverse sin inconvenientes.

Para realizar el metrado del proceso constructivo se siguió el siguiente orden:

- **Exteriores:**
  - Demolición de losa que rodea el piso del primer piso y excavación alrededor de la escalera del pabellón A.
  - Construcción de muro de contención.
  - Eliminación de material.
- **Estructura adyacente**
  - Estructuras en Piso 1:**
    - Demolición del techo de las estructuras adyacentes, muros y losas de piso.
    - Construcción de muros, techo, acabados y junta sísmica perimetral.
    - Eliminación de material.
  - Sótano:**
    - Demolición de los muros de las estructuras adyacentes a este nivel, las losas de sótano y las columnas (que comparten cimentación con los pabellones principales).
    - Construcción de zapatas, columnas, losas, muros y acabados.
    - Relleno de tierra a nivel de piso original.
    - Eliminación de material.
- **Pabellones:**
  - Demolición de los muros (albañilería y concreto armado) de los pabellones principales y losas de piso.
  - Excavación al nivel de las zapatas
  - Concreto para el reforzamiento y capiteles
  - Instalación de los dispositivos de aislamiento
  - Relleno de tierra a nivel de aislamiento
  - Construcción de muros y acabados para la restauración del nivel del sótano.
  - Eliminación de material.

La tabla 6-5 muestra a detalle las cantidades de trabajo

## **6.5 Plazo**

En la tabla 6-2 se muestra las principales actividades y los plazos para cada una de ellas. Además, se muestra el hito más importante de los procesos constructivos, la actividad 13 (corte de columna e instalación de dispositivos). Es importante mencionar que no se ha considerado el tiempo de realización del proyecto ni el tiempo para la licitación. El plazo para la fabricación y los ensayos de los dispositivos sísmicos puede tardar unos cuatro meses y se sugiere que estas actividades inicien en paralelo con el inicio de la obra debido a que se cuenta con el plazo suficiente (12 meses) hasta la instalación de los dispositivos.

Tabla 6-2 Estimación de plazos por actividad

ID	Descripción	Duración mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1	Permisos	2	■														
2	Instalaciones del contratista	2			■												
3	Excavación de foso	1					■										
4	Sostenimiento y revestimiento	1						■									
5	Separación de estructuras adyacentes	4					■										
6	Construcción y habilitación de nuevo patio de servicios	1						■									
7	Desplazamiento del servicios del sótano (total)	1							■								
8	Instalación de ventilación y extracción de polvo	1								■							
9	Picotoneo y remoción de muros ,losa de sótano	1									■						
10	Reforzamiento de columnas y vigas	3									■						
11	Conexión de zapatas y vaciado de nueva losa	2											■				
12	Instalación de nuevas redes de servicios (y reconexión)	2											■				
13	Corte de columnas e instalación de dispositivos	1													■		
14	Instalación de equipos de medición	0.5														■	
15	Restauración de arquitectura	0.5									■						
16	Reubicación de servicios	0.5															■

## 6.6 Costo estimado del reforzamiento

Para estimar los costos de reforzar con aislamiento sísmico al HERM se identificaron las actividades y luego se estimaron las cantidades de trabajo de acuerdo con los planos, dimensiones y cantidades de elementos que se tienen que intervenir. En la tabla 6-3 se enumeran las principales actividades para la elaboración de la estimación de costos

*Tabla 6-3 Partidas principales para la elaboración de los costos*

<b>ID</b>	<b>Descripción</b>
<b>01</b>	Obras Provisionales
<b>02</b>	Trabajos preliminares
<b>03</b>	Servicios durante la obra
<b>04</b>	Seguridad salud y medio ambiente
<b>05</b>	Excavación y muro de sostenimiento
<b>06</b>	Estructuras
<b>07</b>	Equipos de medición
<b>08</b>	Demolición - sótano y estructuras adyacentes
<b>09</b>	Junta sísmica perimetral
<b>10</b>	Restauración arquitectónica
<b>11</b>	Instalaciones eléctricas, sanitarias y electromecánicas
<b>12</b>	Costo indirecto, gastos generales y utilidad

Por otro lado, los costos estimados de las actividades conocidas se calcularon de acuerdo con ratios de construcción de edificaciones hospitalarias; sin embargo, para los trabajos especializados como la instalación de los dispositivos de aislamiento (sin suministro), se emplearon los ratios de Cardone (2014), los cuales indican un costo aproximado de 8600 USD por aislador, el cual fue revisado mediante una estimación “tiempo-material” de esta actividad

El método de “tiempo-material” consiste en calcular la cantidad requeridos para completar en un determinado plazo una determinada cantidad de trabajo. Primero, en lo que respecta a los materiales necesarios, se calcula la cantidad que se deban comprar para realizar una determinada actividad considerando la amortización que se carga en obra debido a que existirá una reventa de éstos al finalizar la obra. En lo que respecta a mano de obra y equipos, se calcula cuántos días permanecerían las máquinas y la mano de obra para realizar el metrado de la actividad a la que se le quiere estimar el costo. Este tiempo debe considerar el tiempo productivo más el tiempo no productivo.

El primero se refiere al tiempo que la mano de obra y los equipos estarán realmente trabajando y se calcula dividiendo el metrado de la actividad entre el rendimiento de 1 cuadrilla. El segundo, tiempo no productivo, se estima calculando las demoras o interferencias que se esperan por la propia naturaleza de los trabajos, la cantidad de frentes, y el espacio disponible para que no haya cruces ni interrupciones físicas entre las cuadrillas. Por último, este tiempo (horas-hombre y horas-máquina) se valoriza entre la mano de obra y equipos, se suma al valor de los materiales utilizados, y se divide entre el metrado de la actividad a la que se le está calculando el costo.

De requerirse la elaboración de análisis de precios unitarios, se hace el mismo procedimiento; solo que, en vez de dividir el monto total del costo entre el metrado, se divide cada una de las cantidades de los recursos utilizados entre el metrado de la actividad.

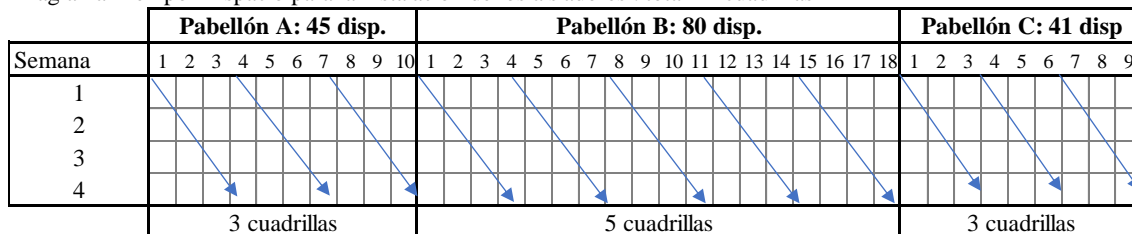
Luego de aplicar este método, el costo de instalación de los dispositivos de aislamiento (sin suministro) para el caso de estudio estaría en alrededor de los 12,000 USD por aislador. Esta estimación se puede ver en la siguiente tabla 6-4.

*Tabla 6-4 Desglose de costo para la estimación del precio de instalación de los dispositivos de aislamiento.*

Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Subtotal
			USD	USD
<b>Materiales y equipos en compra</b>				
Soportes temporales	ton	22	10,000	220,000
Torones para postensado	und	264	300	79,200
Gatos hidráulicos 500 tonf	und	88	5,000	440,000
Flat jacks 1500 tonf	und	22	9,000	198,000
Equipo de sierra de cable	und	22	18,000	396,000
<b>Equipos en alquiler y mano de obra</b>				
Mano de obra	hh	18,304	34.5	631,488
Minicargador	hh	780	25.2	19,656
<b>Subtotal</b>				1'984,344
<b>Precio de instalación (sin suministro) por dispositivo</b>				11,954

Para la estimación del tiempo total requerido de la instalación de dispositivos; se utilizó un diagrama Tiempo-Espacio (ver figura 6-25) donde de acuerdo con el espacio disponible, las cantidades de trabajo por realizar y los rendimientos, se plantea un esquema que esté en ritmo para el avance de las diferentes cuadrillas de tal manera que cada una avance cantidades de trabajo equitativas en plazos similares y sin demoras por esperas en los frentes de trabajo.

Diagrama Tiempo - Espacio para la instalación de los aisladores : total 11 cuadrillas



Eje Horizontal: Modulador del Espacio (cada unidad equivale a 4.5 dispositivos)

Eje Vertical: Modulador del Tiempo (cada unidad equivale a 1 semana)

*Figura 6-25: Diagrama Tiempo-Espacio para la estimación del tiempo de la cuadrilla de instalación*

El presupuesto estimado se calculó en base a ratios, siendo la inversión necesaria para el reforzamiento con aislamiento de S/. 63'916,693.71 (tabla 6-5).



Tabla 6-5 Presupuesto estimado

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	PU (S/.)	Subtotal S/.
<b>01</b>	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				
	Cerco perimétrico	ml	500.00	261.10	130,550.00
	Oficinas del contratista	m2	250.00	370.00	92,500.00
	Oficinas - supervisión	m2	100.00	300.00	30,000.00
	Comedor obreros	m2	320.00	189.90	60,768.00
	Almacén y depósitos	m2	120.00	201.10	24,132.00
	Almacén de aisladores	m2	100.00	150.00	15,000.00
	Área de habilitación de materiales	m2	200.00	65.00	13,000.00
	Guardianía	mes	13.50	12,086.72	163,170.72
	Instalaciones sanitarias provisionales	glb	1.00	30,500.00	30,500.00
	Instalaciones eléctricas provisionales	glb	1.00	127,653.60	127,653.60
	SSH y vestuarios para obreros	m2	103.82	365.90	37,987.74
	Baños químicos portátiles para obreros	mes	13.50	1,318.28	17,796.78
<b>02</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
	Área para traslado de servicios	m2	5,000.00	495.00	2,475,000.00
	Movilización y desmovilización	glb	1.00	50,000.00	50,000.00
	Topografía permanente	glb	1.00	300,000.00	300,000.00
	Traslado de aisladores a almacén	glb	1.00	95,000.00	95,000.00
<b>03</b>	<b>SERVICIOS DURANTE LA OBRA</b>				
	Servicio de energía eléctrica	mes	14.00	8,000.00	112,000.00
	Servicio de agua y desagüe	mes	14.00	2,500.00	35,000.00
	Servicio de telefonía e internet	mes	14.00	1,700.00	23,800.00
	Limpieza interior por piso	mes	14.00	1,000.00	14,000.00
	Limpieza en exteriores y áreas colindantes	mes	14.00	2,000.00	28,000.00
	Limpieza final de obra para entrega	glb	1.00	20,000.00	20,000.00
<b>04</b>	<b>SEGURIDAD SALUD Y MEDIO AMBIENTE</b>				
	Administración e implementación	glb	1.00	105,307.20	105,307.20
	Equipos de protección colectiva	glb	1.00	487,353.88	487,353.88
	Señalizaciones temporales	glb	1.00	157,919.32	157,919.32
	Capacitaciones	glb	1.00	6,750.00	6,750.00
	Extracción de polvo	mes	14.00	15,000.00	210,000.00
<b>05</b>	<b>EXCAVACION Y MURO DE SOSTENIMIENTO</b>				
	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
	<b>EXCAVACION MASIVA</b>				
	Excavación, carguío y eliminación	m3	5,265.00	23.10	121,621.50
	<b>EXCAVACION LOCALIZADA</b>				
	Excavación de taludes con equipo	m3	60.00	19.80	1,188.00
	Perfilado y pañeteo de taludes	m2	100.00	12.19	1,219.00
	<b>ADICIONALES</b>				
	Relleno localizado de taludes (mat propio)	m3	19.00	14.00	266.00

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	PU (S/.)	Subtotal S/.
<b>06</b>	<b>ESTRUCTURAS</b>				
<b>06.01</b>	<b>MURO EN VOLADIZO - CONCRETO ARMADO</b>				
	Concreto 35MPa	m3	120.00	480.00	57,600.00
	Encofrado y desencofrado	m2	250.00	54.78	13,695.00
	Acero corrugado grado 60	kg	4,800.00	3.49	16,752.00
<b>06.02</b>	<b>SOTANO</b>				
	<b>CONCRETO SIMPLE</b>				
	Pasajuntas (dowells) - Losa de piso	kg	2,219.54	3.74	8,301.06
	Encofrado y desencofrado - Losa de piso	m2	292.00	48.32	14,109.44
	Juntas - Losa de piso	ml	1,000.00	12.53	12,530.00
	<b>ESCALERAS</b>				
	Concreto 35MPa	m3	20.00	480.00	9,600.00
	Encofrado y desencofrado	m2	75.60	51.46	3,890.38
	Acero corrugado grado 60	kg	1,600.00	3.74	5,984.00
	<b>VIGAS AISLADORES SISMICOS</b>				
	Concreto 35MPa	m3	1,777.00	595.20	1,057,670.40
	Encofrado y desencofrado	m2	2,427.00	182.52	442,965.36
	Acero corrugado grado 60	kg	142,160.00	4.33	615,211.62
	<b>SUMINISTRO E INSTALACION DE DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO</b>				
	Colocación de anclajes inferiores y superiores	und	2,656.00	74.40	197,606.40
	Aisladores sísmicos	und	152.00	77,850.50	11,833,276.00
	Deslizadores	und	14.00	77,850.50	1,089,907.00
	Protección contra el fuego	und	166.00	32,500.00	5,395,000.00
	<b>COLUMNAS</b>				
	Concreto 35MPa	m3	1,291.50	595.20	768,700.80
	Encofrado y desencofrado	m2	6,300.00	72.96	459,658.08
	Acero corrugado grado 60	kg	154,980.00	4.33	670,691.45
	<b>PITS DE ASCENSORES</b>				
	Concreto 35MPa	m3	81.69	595.20	48,620.10
	Encofrado y desencofrado	m2	292.00	67.93	19,834.74
	Acero corrugado grado 60	kg	6,534.96	4.33	28,280.69
<b>07</b>	<b>EQUIPOS DE MEDICION</b>				
	Estación acelerométrica	glb	4.00	65,000.00	260,000.00
<b>08</b>	<b>DEMOLICIONES - SOTANO Y ESTRUCTURAS ADYACENTES</b>				
	Demolición de concreto armado	m3	1,050.00	320.63	336,661.50
	Demolición de muros de albañilería	m3	2,072.00	153.65	318,362.80
<b>09</b>	<b>JUNTA SISMICA PERIMETRAL</b>				
	Tapajuntas tipo SSR1200	ml	520.00	1,000.00	520,000.00
<b>10</b>	<b>RESTAURACION ARQUITECTONICA</b>				
	Restauración en sótanos	glb	1.00	8,165,780.00	8,165,780.00
	Restauración en perímetro	glb	1.00	832,320.00	832,320.00
<b>11</b>	<b>INSTALACIONES ELECTRICAS SANITARIAS Y ELECTROMECHANICAS</b>				
		glb	1.00	500,000.00	500,000.00
	<b>COSTO DIRECTO:</b>	S/.			38,690,492.56
<b>12</b>	<b>COSTO INDIRECTO, GASTOS GENERALES Y UTILIDAD</b>	S/.			15,476,197.02
<b>13</b>	<b>IGV</b>	S/.			9,750,004.12
	<b>INVERSION (S/.)</b>				<b>63,916,693.71</b>
	<b>INVERSION (US\$)</b>				<b>19,666,674.99</b>

De acuerdo con la estimación de tiempo y costo se procedió a elaborar un cronograma valorizado para entender en qué meses se tendrían las mayores valorizaciones y por ende cuando se deba prestar mayor atención a los trabajos de reforzamiento. A partir del cronograma de actividades (tabla 6-2) se estimaron las valorizaciones mensuales.

Se observa en la figura 6-26 que el acumulado del cronograma valorizado (curva S) tiene una subida rápida en los últimos meses. Esto es debido a que la actividad más importante, corte e instalación de los dispositivos, se encuentra en el mes 13. De ahí que, en particular, esta curva S no tenga la forma convencional que se esperaría en otros tipos de proyectos. Además, hay que resaltar que la restauración de la arquitectura toma importancia debido a la gran cantidad de intervenciones que se tendrían que hacer.

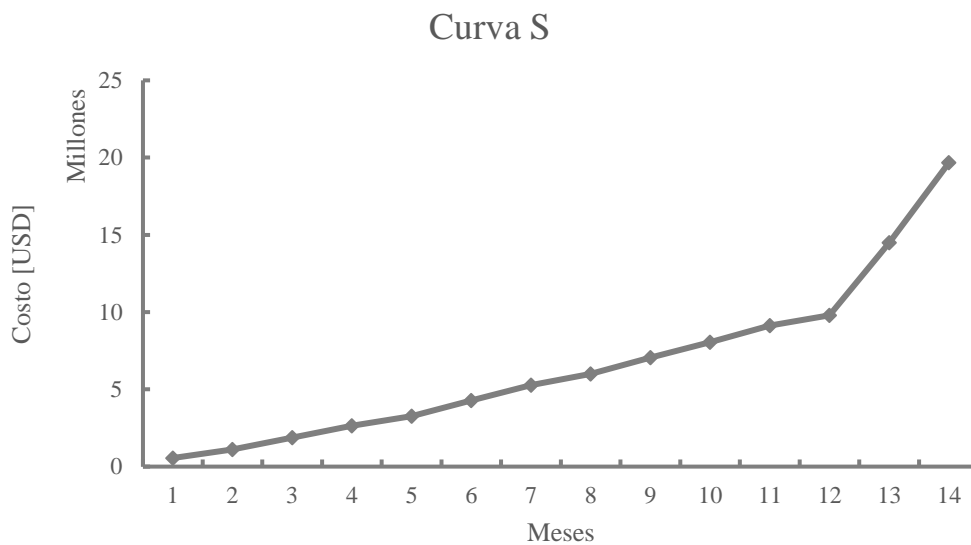


Figura 6-26: Acumulado del cronograma valorizado (Curva S)

Si se realizara una división de la inversión entre el número de dispositivos a instalar (166 en total) se obtendría una ratio de 118,500 USD por dispositivo. De este monto, aproximadamente 10,000 a 12,000 USD son por suministro, siendo la diferencia el costo de todas las demás actividades necesarias para poder completar los trabajos. Entonces el suministro representa aproximadamente el 10% de la obra para el caso del proyecto en estudio. Este cociente ilustra que las cantidades de trabajo de las demás actividades son las que se llevan la mayor cantidad del costo de la obra. Además, para un área total construida de 69,640 m<sup>2</sup> aproximadamente (sin considerar los pisos técnicos, se tiene que el costo del reforzamiento es de 918 soles/m<sup>2</sup> de área techada.

Por otra parte, se estimó el costo por m<sup>2</sup> de un hospital aislado, se utilizaron los costos de inversión que el gobierno publica para los diferentes proyectos de hospitales aislados en Perú. En la tabla 6-6 se ven ratios por metro cuadrado del costo de diferentes hospitales nuevos. De ésta se muestra que un hospital (terminado y equipado) cuesta en promedio S/.8,700 /m<sup>2</sup>. Utilizando este ratio y el área construida del HERM (pabellones principales) se aproxima que un nuevo hospital aislado costaría alrededor de 606 millones de soles (tabla 6-7).

Tabla 6-6 Costo de hospital aislado

Costo de hospitales nuevos y equipados con aisladores sísmicos			
Entidad hospitalaria	Área (m <sup>2</sup> )	Costo (millones de S/.)	Ratio (S./m <sup>2</sup> )
Hospital de Policía	28,344	300	10,584
Hospital de Llata	15,000	67.1	4,473
INEN	30,000	262	8,733
Hospital de Ilave	12,000	114	9,500
<b>Promedio</b>			<b>8,707</b>

Tabla 6-7 Costo aproximado - Nuevo HERM

Entidad hospitalaria	Área (m <sup>2</sup> )	Costo (millones de S/.)	Costo (millones de US\$)
HERM	69,640	606.4	186.6

Los costos de construir un hospital nuevo toman en consideración los componentes no estructurales, contenido médico y electromecánico; mientras que, los costos del reforzamiento están más asociados a intervenir elementos estructurales. La proporción de costos en un hospital nuevo puede verse mejor en la figura 6-27 donde se puede notar la poca influencia del costo de los elementos estructurales respecto del costo total.

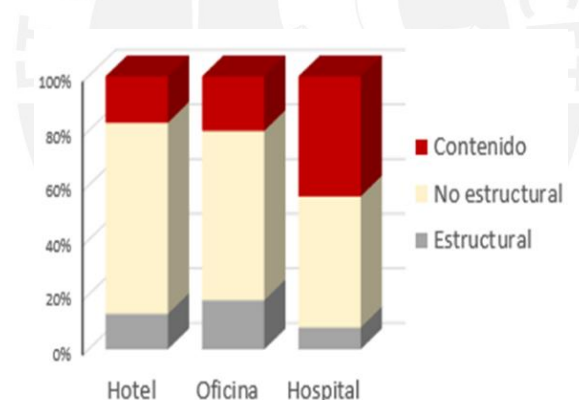


Figura 6-27: Imagen adaptada de FEMA E-74, 2011

El costo final del proyecto es resultado de múltiples variables y suposiciones. Estas variables no son todas directamente controlables o cuantificables; durante la realización del proyecto, se pueden presentar problemas creados por imprevistos en la ejecución. Por esto, la estimación de costos debe refinarse durante el transcurso de la realización del reforzamiento para reflejar los detalles adicionales a medida que éstos se hacen disponibles. De lo anterior se muestra que la estimación de los tiempos y recursos estimados no es exacta.

## **6.7 Justificación de la Inversión**

Técnicamente, el sistema de aislamiento sísmico es la solución de reforzamiento que mejores resultados otorga al desempeño de la estructura. Las soluciones convencionales (aumentar ductilidad, rigidizar la estructura, aumentar la resistencia) no pueden reducir en simultáneo a las derivas y aceleraciones.

Constructivamente, la solución con aislamiento sísmico concentra la mayor parte de los trabajos en el nivel de sótano, reduciendo así el impacto en la funcionalidad del hospital al mínimo posible durante las actividades de la intervención. En cambio, las soluciones convencionales requieren la intervención de varios niveles por lo que su impacto en la funcionalidad sería significativo. Además, tampoco es conveniente que una edificación de un uso tan intensivo tenga que detener o interrumpir sus funciones para que sea reforzada.

Económicamente, reforzar con aislamiento sísmico es la solución más cara debido a la especialización de la mano de obra y a la importación de los aisladores sísmicos; sin embargo, al ser la solución que previene la mayor cantidad de daños posibles frente a un sismo, se espera que sus costos de recuperación sean mínimos. De no utilizarse aislamiento sísmico, los costos indirectos de las estructuras que resulten dañadas podrían ser más altos que los costos directos de reemplazo y reconstrucción. En este caso se entiende por costos indirectos a las pérdidas de eficiencia por interrupción de los servicios hospitalarios como los laboratorios o bancos de sangre, incremento de costos para la atención de emergencias, el daño a largo plazo a la salud pública y a la productividad, etc. Por lo tanto, se debe recordar que con el aislamiento sísmico se protege a los elementos no estructurales lo más que se puede ya que, de otra manera, sus daños podrían superar el costo de la propia estructura. Más aún, los daños menos costosos de reparar pueden obligar a un hospital a suspender sus operaciones y funciones (Guragain et al, 2004)

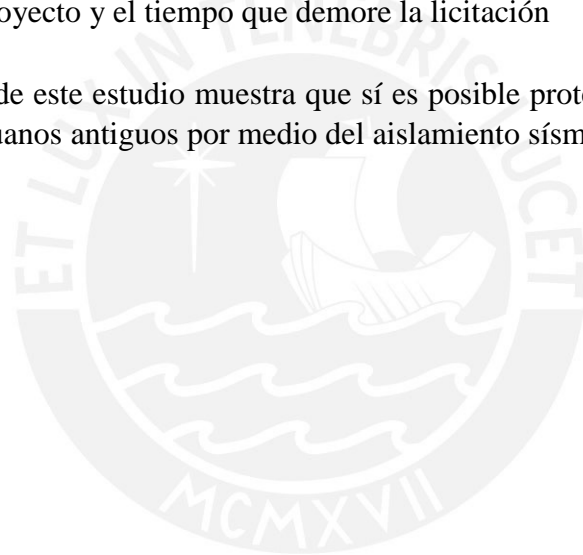
## **7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Se eligió al Hospital Edgardo Rebagliati Martins (HERM) para estudiar la factibilidad técnica y económica de utilizar aislamiento sísmico en hospitales peruanos existentes. A continuación, se anotan las conclusiones y recomendaciones al respecto.

- Los resultados muestran que el edificio actual existente (sin aislamiento) frente al Sismo Máximo Esperado (MCE,  $T_r=2500$  años) tendría daño estructural generalizado y que los elementos no estructurales presentarían un nivel de daño extenso. Por otro lado, para el sismo raro de período de retorno de 500 años, el nivel de daño estructural sería extenso en la mayoría de los pisos (entre el tercer y catorceavo piso) y el nivel de daño no estructural sería de moderado a extenso.
- En ambos casos ( $T_r= 500$  y 2500 años) la estructura sería irrecuperable, las funciones del hospital sin reforzar se interrumpirían de inmediato luego de un sismo espectro compatible.
- Se definió como objetivo de desempeño para el reforzamiento del HERM alcanzar un nivel de daño de leve a moderado frente al sismo raro ( $T_r=500$  años) como frente al MCE ( $T_r=2500$  años). El diseño del sistema de aislamiento propuesto consta de 62 LRB (aislador con núcleo de plomo), 88 NRB (aislador de caucho natural), 14 deslizadores y 2 CLB (crossed linear bearing). Con este sistema se calculó un período de aislamiento de 3.86 segundos ( $T_{\text{aislado}}/T_{\text{fijo}}= 2.75$ ) para las propiedades nominales. En el presente trabajo se buscó que los dispositivos modelados sean factibles de ser proporcionados por un proveedor de confianza y calidad, y que a su vez todo el sistema de aislamiento cumpla con las disposiciones para edificaciones aisladas vigentes.
- Los resultados indican que el edificio aislado, frente a los sismos de 500 y 2500 años, quedaría con un nivel de daño leve en la estructura y tendría un nivel de daño de leve a moderado en los elementos no estructurales; cumpliendo así con los objetivos de desempeño propuestos y asegurando la rápida recuperación de la funcionalidad del hospital.
- El sistema de aislamiento se podría mejorar a través de una mayor separación entre períodos ( $T_{\text{aislado}}/T_{\text{fijo}}$  mayor a 2.75); sin embargo, hay dos limitaciones técnicas. La primera limitación es la fuerza de restauración lateral que el sistema de aislamiento debe cumplir (ASCE/SEI 7-16) y la segunda es la disponibilidad en el mercado de aisladores de menor rigidez lateral a los propuestos y que a su vez mantengan su capacidad de soporte a cargas verticales.

- La elección del método constructivo para el aislamiento de estructuras existentes depende de la configuración estructural de la edificación y de las condiciones del entorno. Algunos de los sistemas para el reforzamiento son el método de soportes temporales, el método con micro túneles bajo la cimentación, el método de “Uplifting” que consiste en levantar la estructura para colocar los aisladores sísmicos, y el método desarrollado para edificios con muros portantes.
- Como resultado del estudio se identificó un método constructivo que se pueda replicar en el Perú para el caso de estudio. El método elegido, conocido como método de soporte temporal, ya ha sido usado en otros países con éxito.
- Se propone usar el método de soporte temporal debido a que es de simple implementación en edificios aporricados y no necesita de maquinaria especializada; sin embargo, se requerirá de una empresa extranjera especializada que haya tenido experiencia en proyectos similares para que dirija la ejecución del proyecto.
- Para desarrollar el estudio se han usado valores nominales de rigidez y resistencia del concreto, del acero y de la albañilería. Las incertidumbres de estos valores usados tienen poco impacto en los niveles de daño esperados. Además, en base a las experiencias históricas del hospital (sismos de 1966 y 1974), se espera que los resultados sean los planteados en el presente estudio; por lo tanto, se mantiene la viabilidad de aislar al HERM.
- Las mayores incertidumbres, sobre el proceso constructivo, están en las instalaciones del sótano que se tendrán que precisar antes de hacer los planos definitivos para toda la zona de la interfaz.
- En la documentación para la obra se podrían tener imprecisiones en las instalaciones que puedan estar debajo del piso del sótano, como ductos o tuberías, por lo que podrían surgir imprevistos durante la etapa de construcción. Tampoco se han considerado las instalaciones de los edificios adyacentes que tengan que ser modificadas como parte del proyecto de reforzamiento. Por otro lado, el nivel de la cimentación se ha modelado de acuerdo con lo indicado en los planos; por tanto, la ubicación del nivel de aislamiento se ha definido con esta información.
- El proyecto definitivo deberá levantar la mayor cantidad de imprecisiones posibles y luego generar documentos finales de obra que incluyan detalles de las instalaciones y los niveles de las cimentaciones. Por esta razón se recomienda elaborar excavaciones previas a la ejecución del reforzamiento para verificar la información de las cimentaciones y evitar así imprevistos en la ejecución del proyecto. Además, se recomienda elaborar un estudio detallado sobre el reemplazo de las conexiones fijas por las conexiones flexibles en el sótano y en los edificios adyacentes.

- Además del método estudiado de reforzamiento de la estructura, se deberían implementar medidas individuales de mitigación de daños para el contenido del hospital. Por ejemplo, remover los muebles poco importantes que puedan caer sobre áreas de trabajo o sobre equipos importantes, reubicar aquellos objetos o muebles que puedan caer y obstruir las rutas de evacuación, colocar anclajes que aseguren la fijación en aquellos equipos que deban permanecer fijos, colocar correas de sujeción en las estanterías para evitar que los objetos puedan caer desde ellas, entre otras medidas de mitigación.
- Para un área total construida de 69,640 m<sup>2</sup> aprox. la inversión necesaria para el reforzamiento con aislamiento del HERM es del orden de los 64 millones de soles (920 soles/m<sup>2</sup>). El plazo estimado para solamente ejecutar las obras del reforzamiento es de 14 meses sin considerar imprevistos en la ejecución por causales ajenas al contratista, ni las medidas de mitigación de los elementos no estructurales (tratamiento de todas las instalaciones y mobiliario). Cabe resaltar que a este plazo se le debe agregar el tiempo que tome elaborar la ingeniería de detalle del proyecto y el tiempo que demore la licitación
- El resultado de este estudio muestra que sí es posible proteger adecuadamente a edificios peruanos antiguos por medio del aislamiento sísmico.





## 8. BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador.
- American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI7-10), 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia.
- Arroyo, P., Tommelein, I. D., and Ballard, G. (2013). "Using 'choosing by advantages' to select ceiling tile from a global sustainable perspective." 21st Ann. *Conf. of the Int. Group for Lean Construction (IGLC)*, C. T. Formoso and P. Tzortzopoulos, eds., Fortaleza, Brazil, 309–318
- ASCE SEI 7-10 (2010), American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
- ATC, A. (1996). 40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City.
- Bailey, J., & Allen, E. (1991). Seismic isolation retrofitting of the Salt Lake City and County building. *Nuclear Engineering and Design*, 127(3), 367-374.
- Bilgin, H., & Korini, O. (2012). Seismic capacity evaluation of unreinforced masonry residential buildings in Albania. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12(12), 3753-3764.
- Boroschek, R., & Retamales, R. (2002). Base isolation in hospitals. *In Proceedings, Seminar on Design of Health Facilities to Resist Natural Hazards*. Chile.
- BRIDGESTONE. (2015). *Seismic isolation product line-up*. In BRIDGESTONE (Ed.).
- Brioso, X. (2017). *Apuntes de clase*. "Planificación y Gestión Integrada del Diseño de un Proyecto de Edificación". Pontificia Universidad Católica de Perú, Lima.
- Buckle, I. G., (2000), *Passive Control of Structures for Seismic Loads*. *jiopúlkñmm*
- Calvi, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(03), 411-438.
- Castellano, M. G., & Infanti, S. (2009, April). Recent applications of Italian anti-seismic devices. *In 7th International conference on earthquake resistant engineering structures* (pp. 333-42).

- Cardone, D., & Flora, A. (2016). An alternative approach for the seismic rehabilitation of existing RC buildings using seismic isolation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(1), 91-111.
- Cardone, D., & Gesualdi, G. (2014). Seismic rehabilitation of existing reinforced concrete buildings with seismic isolation: a case study. *Earthquake Spectra*, 30(4), 1619-1642
- Cardone, D., Flora, A., & Manganelli, B. (2014). Cost-benefit analysis of different retrofit strategies following a displacement-based loss assessment approach: a case study. *In Tenth US National Conference on Earthquake Engineering*, (10NCEE) July (pp. 21-25).
- Carpani, B. (2017). Base isolation from a historical perspective. *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017*
- Castellano, M. G., & Infanti, S. (2010). Seismic isolation of buildings in Italy with double concave curved surface sliders. *Proceedings of 14th ECEE*.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. <http://ceomos.cismid-uni.org/ceomos-redacis.html>, Noviembre 14, 2017.
- Centro Sismológico Nacional. <http://www.csn.uchile.cl/red-sismologica-nacional/red-acelerografos/>, noviembre 14, 2017.
- CISMID. (2014). Red acelerográfica del CISMID/FIC/UNI. from <http://sig.cismid-uni.org/redacis/>
- CISMID-UNI. (1997) *Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú*. Proyecto para MINSA/ECHO/OPS-OMS.
- Clark, P. W., Aiken, I. D., Nakashima, M., Miyazaki, M., & Midorikawa, M. (2000). The 1995 Kobe (Hyogo-ken Nanbu) earthquake as a trigger for implementing new seismic design technologies in Japan. *Lessons Learned Over Time, Learning from Earthquakes Series: III*.
- Clemente, P., & De Stefano, A. (2011). Application of seismic isolation in the retrofit of historical buildings. *Earth. Resistant Eng. Structures (Proc. ERES 2011, Sept. 7–9, Chianciano, Italy)*, 41-52.
- Clemente, P., De Stefano, A., & Zago, R. (2012). Seismic isolation in existing complex structures. *In 15th World Conf. on Earth. Eng., 15WCEE, (Lisbon, 24-28 Sept.)*, Paper (No. 0712).
- Clemente, P., & Martelli, A. (2018). Seismically isolated buildings in Italy: State-of-the-art review and applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Demir, A., Başaran, H., & Bağcı, M. (2014). A Comparative Assessment of Existing Structure by Performance Based Analyses. *American Journal of Engineering, Technology and Society*, 1(1), 1.
- Desarrollo Peruano (2015). Hospital Nacional Guillermo Almenara Irigoyen. Recuperado de: <http://infraestructuraperuana.blogspot.pe/2015/12/hospital-nacional-guillermo-almenara.html>

- Di Criscio, A. (2009). *Modelli di analisi sismica tipo "pushover" per edifici in C.A. con tamponature*, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Díaz et al (2014), "Implementation of Building Monitoring Network in Peru Under SATREPS Project," *FIC-UNI*, Lima, Peru
- Dis-inc.com. (2018). Dynamic Isolation Systems - Applications. [online] Available at: <http://www.dis-inc.com/applications.html> [Accessed 13 Feb. 2018].
- EPS. (2018). Earthquake Protection Systems: Implementation of Seismic Isolation & Bearings Manufacturer, Mare Island, Vallejo, California. [online] Earthquakeprotection.com. Available at: <http://www.earthquakeprotection.com/> [Accessed 26 Mar. 2018].
- EsSalud (2012). Hospital Nacional Edgardo Rebagliati Martins celebró 54 aniversario | EsSalud. Recuperado de: <http://www.essalud.gob.pe/hospital-nacional-edgardo-rebagliati-martins-celebro-54-aniversario/>
- EsSalud (2015). Hospital Almenara de EsSalud fue categorizado a Instituto de Salud Especializado | EsSalud. Recuperado de: <http://www.essalud.gob.pe/hospital-almenara-de-essalud-fue-categorizado-a-instituto-de-salud-especializado/>
- EsSalud (2018). Directorio. Redes prestacionales y centros especializados de Lima y Callao. [http://www.essalud.gob.pe/transparencia/DIRECTORI\\_Redex\\_Lima.pdf](http://www.essalud.gob.pe/transparencia/DIRECTORI_Redex_Lima.pdf). Consulta: 25 de abril del 2018.
- ETABS. (2015). *CSI Analysis Reference Manual* (Version 2015).
- Eurocode 8 (2004) EN 1998-1: *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings*, CEN, Brussels, Belgium
- Fajardo (2012), "Structural Evaluation of One of Buildings of Edgardo Rebagliati Martins Hospital," *Undergraduate Thesis for Civil Engineering*, FIC-UNI, Lima, Peru.
- FEMA 356 (2000), Federal Emergency Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
- FEMA, P. (2012). 751. 2009 *NEHRP recommended seismic provisions: Design examples. Building Seismic Safety Council*. Washington, DC, US
- FEMA, A. (2005). 440, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. FEMA-440, Redwood City.
- FEMA, P. (2000). *Commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

- Fenz, D. M., & Constantinou, M. C. (2006). Behaviour of the double concave friction pendulum bearing. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(11), 1403-1424.
- Ferrari, A (2009) *International congress on Science and technology for the safeguard of cultural heritage in the Mediterranean basin*: Cairo (Egypt) 6-8 December 2009
- Ferraioli, M., & Avossa, A. M. (2012). Base isolation seismic retrofit of a hospital building in Italy. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, 6(3), 308.
- Ferraioli, M., & Mandara, A. (2017). Base isolation for seismic retrofitting of a multiple building structure: design, construction, and assessment. *Mathematical Problems in Engineering*, 2017
- Guo, T., Wu, E., Li, A., Wei, L., & Li, X. (2011). Integral lifting and seismic isolation retrofit of great hall of Nanjing Museum. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 26(5), 558-566.
- Guo, T., Xu, W., Song, L., & Wei, L. (2014). Seismic-isolation retrofits of school buildings: Practice in China after recent devastating earthquakes. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(1), 96-107.
- Guragain, R., Pandey, B. H., & Shrestha, S. N. (2004). Guidelines for Seismic Vulnerability Assessment of Hospitals in Nepal. Kathmandu: NSET.
- Hakim, R. A., Alama, M. S., & Ashour, S. A. (2014). Seismic Assessment of RC Building According to ATC 40, FEMA 356 and FEMA 440. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 11(39), 7691-7699.
- Hazus, M. (2003). MR4 Technical Manual. *Multihazard Loss Estimation Methodology*.
- Higashino, M., & Okamoto, S. (2006). Response control and seismic isolation of buildings. Routledge.
- HNDAC (2017). Recuperado de: <http://www.hndac.gob.pe/web/acerca-de-nosotros/historia.html>. Consulta: 18 de abril del 2018
- HNDAC (2018). Hospital Nacional Daniel Alcides Carrión. HNDAC. <http://www.hndac.gob.pe/web/nuestros-servicios.html>. Consulta: 25 de abril del 2018.
- INSN (2018). Instituto nacional de salud del niño. <http://www.insn.gob.pe/especialidades>. Consulta: 25 de abril del 2018.
- ININVI (1982), *Norma Técnica de Edificación E-070*, Albañilería, Ministerio de Vivienda, Perú
- Instituto Nacional de Salud del Niño (2014). *Plan de respuesta hospitalaria para emergencias y desastres* 2014, Lima
- IST Group (2004). Methods for seismic retrofitting of structures.

- Kani, N., & Katsuta, S. (2010). Seismic isolation retrofit for existing buildings in Japan. In *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures* (pp. 867-878).
- Kawamura, S., Sugisaki, R., O. K., Maezawa, S., Tanaka, S., & Yajima, A. (2000). Seismic isolation retrofit in Japan. *12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Kelly J., (1997) *Earthquake-Resistant Design with rubber. 2nd edition Berlin and New York: Spriner – Verlag.*
- Kelly, J (2000). *The installation of a seismic isolation system for building retrofit.* Massachusetts institute of technology
- Kelly, J. M. (1993). The implementation of base isolation in the United States. *ASME-PUBLICATIONS-PVP*, 256, 159-159.
- Kelly, J. P. (2001). *The installation of a seismic isolation system for building retrofit (Doctoral dissertation, Massachusetts Institute of Technology).*
- Kubin, J., Kubin, D., Özmen, A., Şadan, O.B., Eroğlu, E. (2012). Seismic Retrofit of an Existing Multi-Block Hospital by Seismic Isolators. *15th World Conference on Earthquake Engineering 2012*
- Luca Trombetta, P., Castellano, M. G., & Cocchio, D. (2014). Retrofit of buildings in Italy through seismic isolation. *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.*
- M Ismail, J. R., (2010), An innovative isolation device for aseismic design. *Engineering Structures*, pp 1168-1183
- Martelli, A. (2006). Modern seismic protection systems for civil and industrial structures. *Final report RISK-UE–Synthesis of the application to Thessaloniki city.*
- Martelli, A., & Forni, M. (2010). Seismic isolation and other anti-seismic systems: recent applications in Italy and worldwide. *Seismic Isolation And Protection Systems (SIAPS)*, 1(1), 75-123
- Martelli, A. (2011). Seismic isolation and other passive anti-seismic systems: worldwide application and conditions for their correct use. *Relazione su invito, EURODYN2011*, Lovanio (Belgio), 4-6.
- Martino, R., Spacone, E., & Kingsley, G. (2000). Nonlinear pushover analysis of RC structures. *In Advanced technology in structural engineering* (pp. 1-8).
- Masuzawa, Y., & Hisada, Y. (2004). Seismic isolation retrofit of a prefectural government office building. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada* (No. 1199).
- Masuzawa, Y., & Hisada, Y. (2009). Seismic isolation retrofit of a medical complex by integrating two large-scale buildings. *Journal of Disaster Research*, 4(3), 208-219.

- Masuzawa, Y., & Hisada, Y. (2012). Current State of Retrofitting Buildings by Seismic Isolation in Japan. In *15th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 24-28).
- Matsagar, V. A., & Jangid, R. S. (2008). Base isolation for seismic retrofitting of structures. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 13(4), 175-185.
- Melkumyan, M. G., Loo, S., Fuller, K. N., Vardanian, G. K., Beybutian, L. B., Nersessian, T. E., ... & Azarian, A. R. (2000). Testing of a full-scale base isolated four story apartment building in the city of Spitak, Armenia. In *12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Melkumyan, M. (1997, August). The use of high damping rubber isolators to upgrade earthquake resistance of existing buildings in Armenia. In *Proceedings of the International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Seismic Vibrations of Structures*, Taormina, Sicily, Italy (pp. 861-867).
- Melkumyan, M. G. (2002). Seismic isolation of civil buildings in Armenia. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(4), 344-352.
- Melkumyan, M. (2004, August). Recent Applications of Seismic Isolation in Civil Buildings in Armenia. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Melkumyan, M. G. (2008). Seismic isolation experience accumulated in Armenia. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*, paper ID—05-06-0120.
- Melkumyan, M., Mihul, V., & Gevorgyan, E. (2011). Retrofitting by base isolation of existing buildings in Armenia and in Romania and comparative analysis of innovative vs. conventional retrofitting. *Proc. 3rd International Conf. on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Corfu Island, Greece.
- Melkumyan, M. (2014). Seismic isolation retrofitting experience in Armenia and new structural concept for an existing 8-story reinforced concrete hospital building to be retrofitted by base isolation. *Study of Civil Engineering and Architecture*.
- MINSAs (2017). *Ministerio de Salud del Perú*. [online] Minsa.gob.pe. Available at: <http://www.minsa.gob.pe/?op=51&nota=25426> [Accessed 26 Mar. 2018].
- Miranda, E., Aslani, H., & Taghavi, S. (2004, September). Assessment of seismic performance in terms of economic losses. In *Proceedings, International Workshop on Performance-Based Seismic Design: Concepts and Implementation* (pp. 149-160). Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, University of California.
- Miyamoto, H. K., Gilani, A. S., Erdurmus, S. B., & Akdogan, M. E. (2009). Development of guidelines and effective retrofit strategies for public schools and hospitals in Istanbul, Turkey. In *ATC and SEI*

- 2009, *Conf. on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures* (pp. 268-280).
- Miyazaki, T., Umekuni, A., & Miyauchi, Y. (2000). Techniques for seismic isolation retrofit work while a building is being used. *13th. Construction Robot Symposium*, (págs. 59-64).
- Morgan, T. A., & Mahin, S. A. (2011). The use of base isolation systems to achieve complex seismic performance objectives. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- Muñoz, A (2016) *Apuntes del curso : Sistemas de protección sísmica*
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. John Wiley & Sons
- NCh2745, *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos (2003)*. Instituto Nacional de Normalización de Chile.
- NTS, N. 021-MINSA/DGSP-V. 03 (2011). *Norma Técnica de Salud “Categorías de Establecimientos del Sector Salud”*. Aprobada por RM 546-2011/MINSA.
- Palomino, J., & Tamayo, R. (2016). Evaluación probabilista del riesgo sísmico de hospitales en lima con plataforma CAPRA. *Tesis*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Pan, P., Ye, L., Shi, W., & Cao, H. (2012). Engineering practice of seismic isolation and energy dissipation structures in China. *Science China Technological Sciences*, 55(11), 3036-3046.
- Parrish, K., & Tommelein, I. (2009). Making design decisions using choosing by advantages. *In 17th Annual Conference of the International Group for Lean Construction, IGLC17*.
- Pinglo, C. (2014). Informe de experiencias profesionales en el ámbito clínico y de la salud, Hospital Nacional Edgardo Rebagliati Martins - Seguro Social del Perú, EsSalud: trastorno de adaptación mixto de ansiedad y depresión en paciente, *Tesis*, Lima: UNMS
- Reglamento Nacional de edificaciones. Norma E.030, *Diseño Sismorresistente (2003)*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima – Perú.
- Reglamento Nacional de edificaciones. Proyecto de Norma E.031, *Aislamiento Sísmico (2017)*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima – Perú.
- Reglamento Nacional de edificaciones. Norma E.070, *Albañilería (2006)*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima – Perú.
- Robinson, W. H. (1982). “Lead rubber hysteretic bearing suitable for protecting structures during earthquakes.” *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 10 (4), 593–604.

- San Bartolomé (2005). A. *Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E. 070 Albañilería*, Sencico
- Santa-Cruz, S. (2013). *Informe Interno TAP 2*. Evaluación probabilista del riesgo sísmico de escuelas y hospitales de la ciudad de Lima. Componente 2: Evaluación probabilista del riesgo sísmico de locales escolares en la ciudad de Lima, Lima: PUCP.
- Santa-Cruz, S., Palomino, J., Liguori, N., Vona, M., & Tamayo, R. (2017, July). Seismic Risk Assessment of Hospitals in Lima City Using GIS Tools. *In International Conference on Computational Science and Its Applications* (pp. 354-367). Springer, Cham.
- Santangelo, A., Scibilia, N., & Stadarelli, R. (2007). Isolamento sismico di un serbatoio a Priolo Gargallo (SR). *In XXIV Convegno Nazionale AICAP* (Vol. 1, pp. 543-550). AICAP
- Skinner, R. I., Kelly, J. M., and Heine, A. J. (1975). "Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 3(3), 287–296.
- Suhr, J. (1999). *The Choosing By Advantages decision making system*. Greenwood Publishing Group
- Symans, M. D. (2008). Seismic protective systems: seismic isolation. *Instructional Material Complementing FEMA*, 451.
- THK CO., LTD. (2007) - *THK Base Isolation Catalog – Technical Book*. Catalog No. A-02-01E., SOY INK., Japan.
- Torunbalci, N. (2004, August). Seismic isolation and energy dissipating systems in earthquake resistant design. In Proc. 13th World conference on earthquake engineering, *13WCEE*, Vancouver, Canada.
- Wamanrao, P., & Narayan, M. (2015). Sustainability of Structure Using Base Isolation Techniques for Seismic Protection. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*
- Youssef, N., Nuttall, B., Hata, O., Tahtakran, O., & Hart, G. C. (2000). Los angeles city hall. *The Structural Design of Tall Buildings*, 9(1), 3-24.



## 9. ANEXOS

### 9.1 Anexo de códigos QR de fotografías 360

*Instrucciones:*

1. *Acceda a la Android play store, App store o al sitio de descargas de su dispositivo.*
2. *Busque "QR", encontrará cientos de aplicaciones gratuitas.*
3. *Acepte, descargue, e instale.*
4. *Abra la aplicación y apunte con su cámara a cualquiera de los códigos mostrados en esta página.*
5. *Aparecerá un vínculo que debe abrir para poder visualizar la foto 360 en la plataforma de Google.*



Vista general de todos los pabellones



Pabellón A desde el lado norte



Pabellón A desde el lado sur



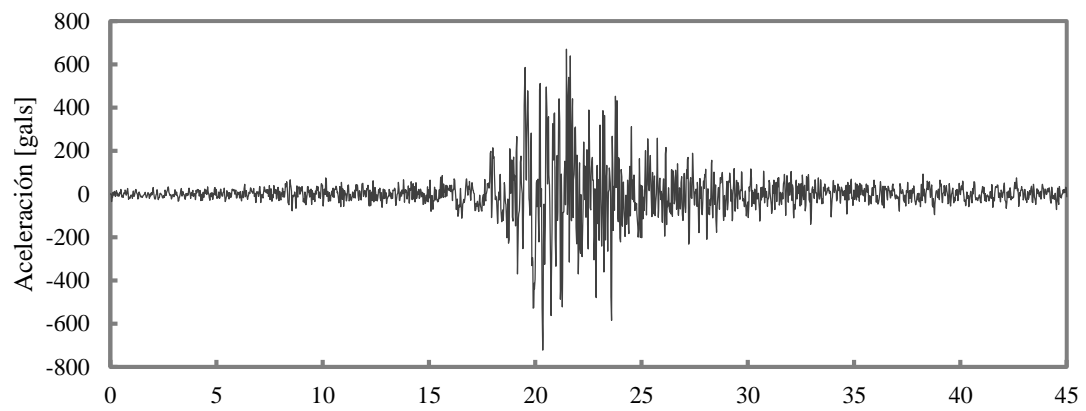
Pabellón B desde el lado sur



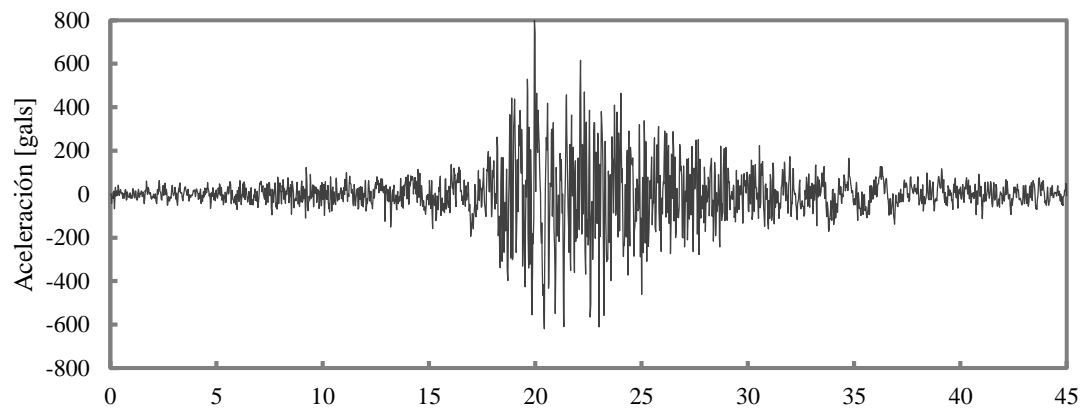
Pabellón C desde el lado norte

## 9.2 Registros de señales sísmicas

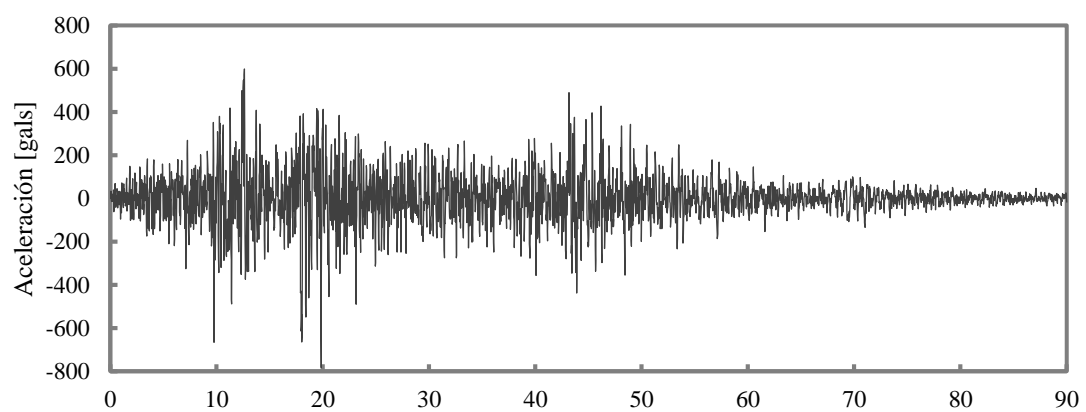
### 1966-Lima-NS



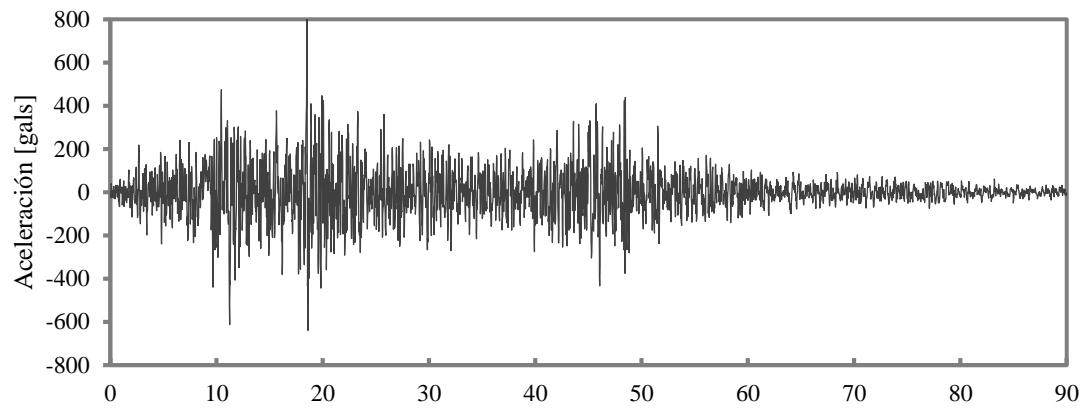
### 1966-Lima-EW



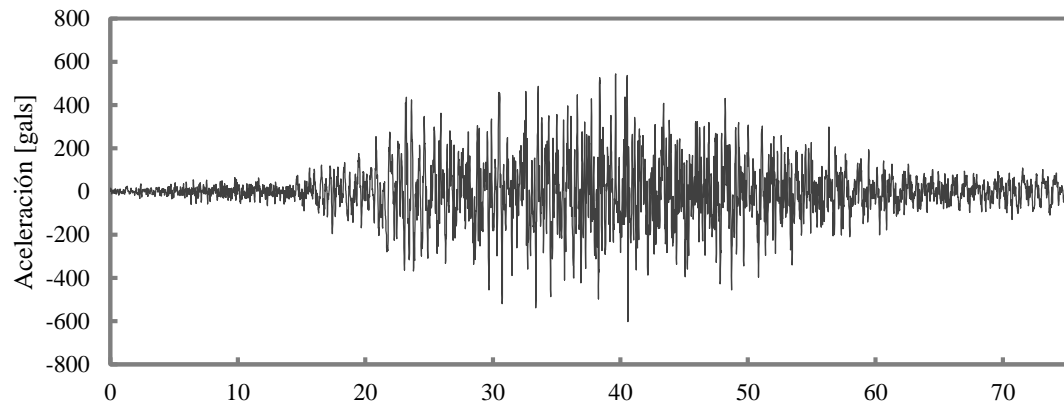
### 1974-Lima-EW



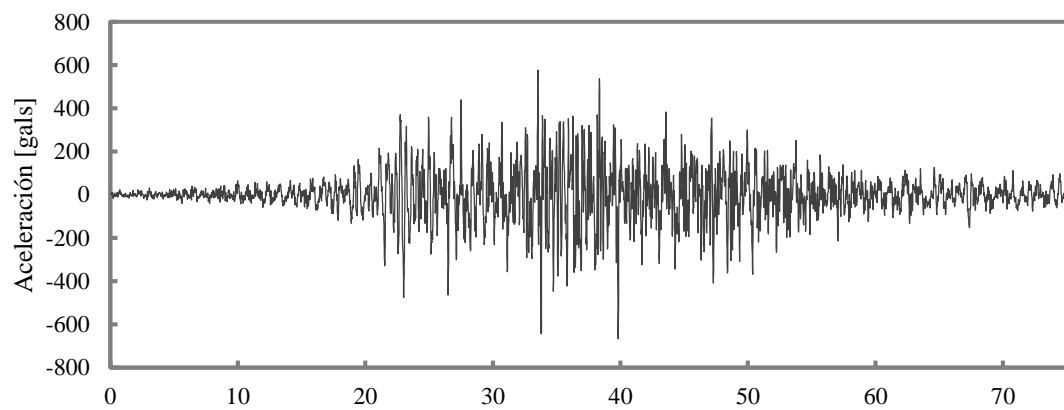
## 1974-Lima-NS



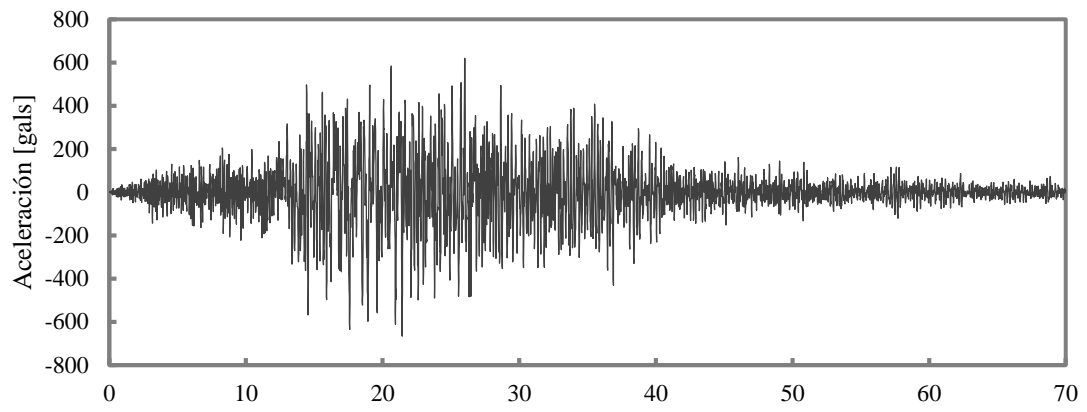
## 2001-Arequipa-NS



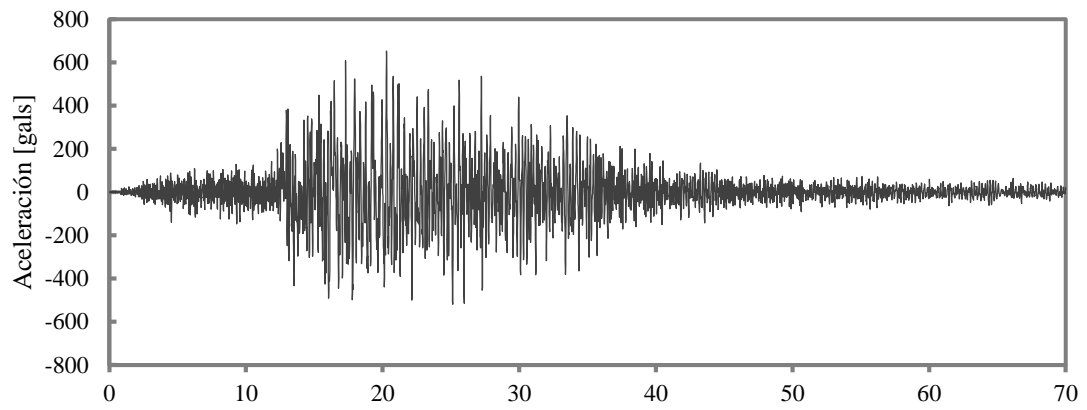
## 2001-Arequipa-EW



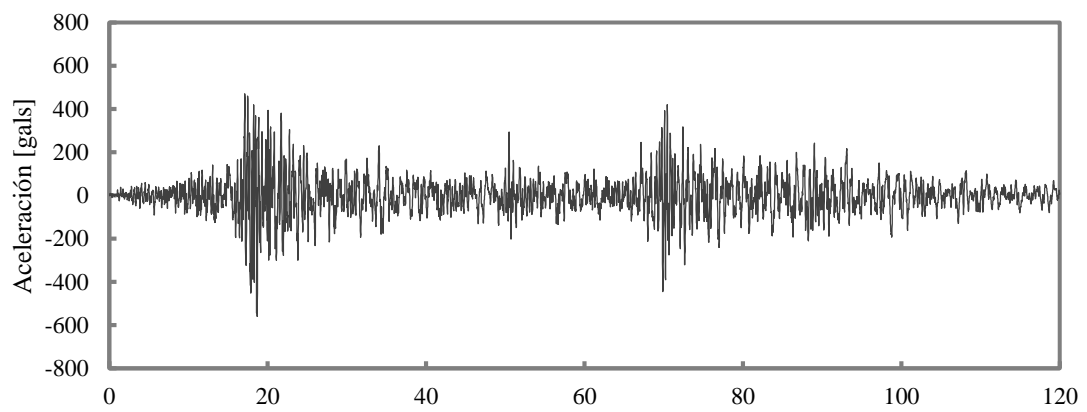
2005-Tarapaca-NS



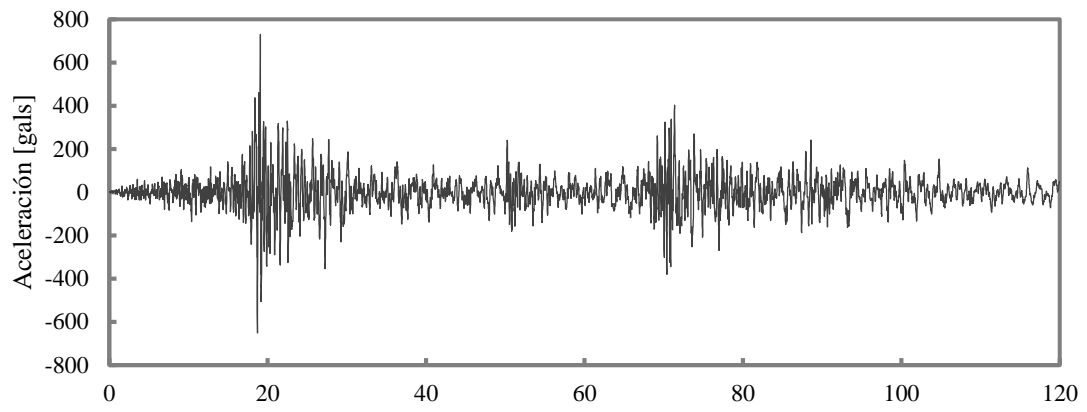
2005-Tarapaca-EW



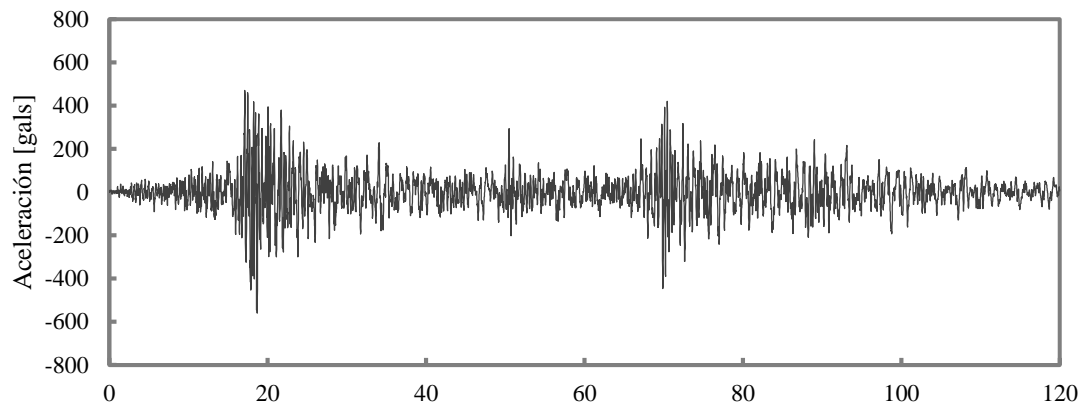
2007-Pisco-EW



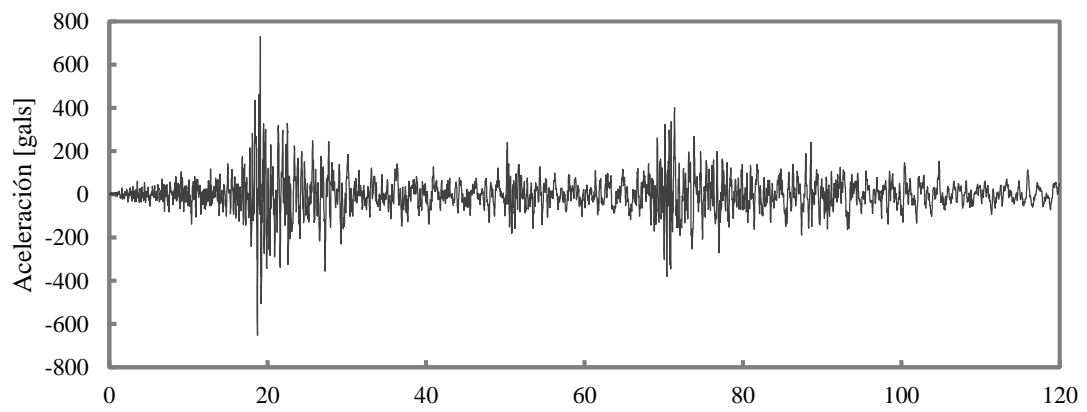
2007-Pisco-NS



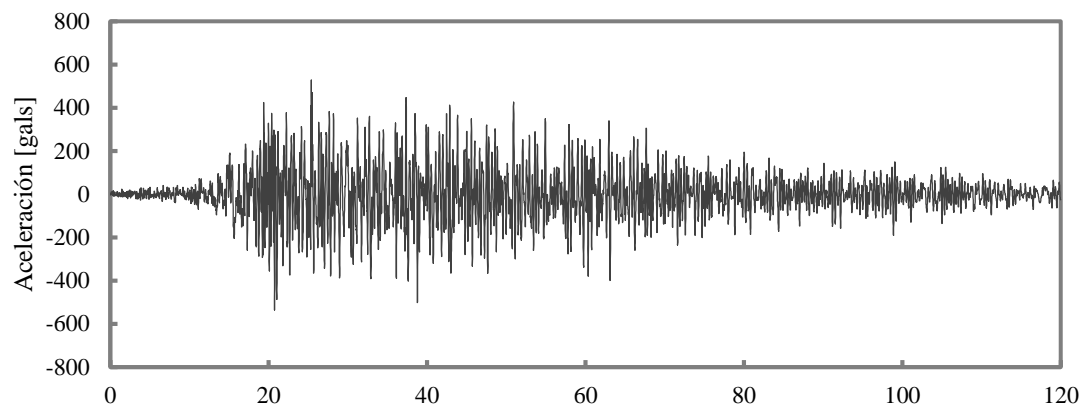
2007-Pisco-EW



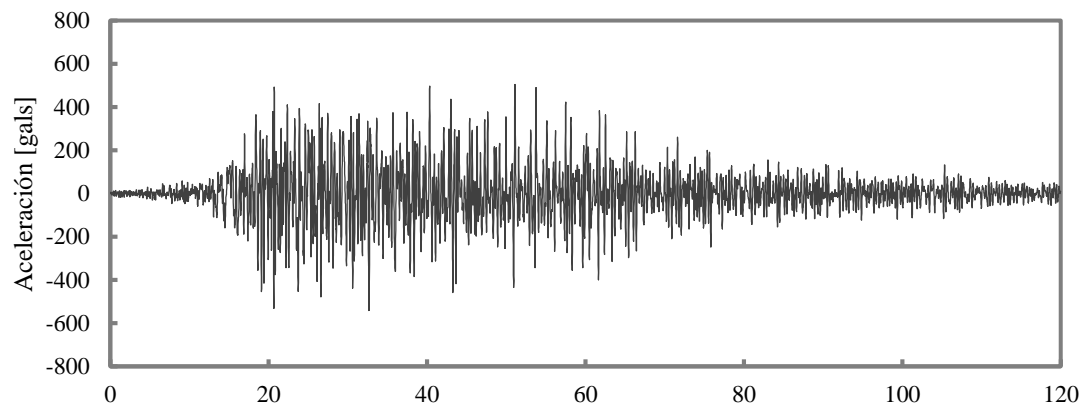
2007-Pisco-NS



## 2010-Maule-EW



## 2010-Maule-NS



## 9.3 Cimentación

### 9.3.1 Núcleo central

En este anexo se verifica que las excentricidades de las cargas verticales asociadas a los momentos P-delta queden dentro del núcleo central de las zapatas. Para el caso de secciones en forma de rectángulo, como en el caso de estudio, el núcleo central es un rombo centrado en el rectángulo cuyos semiejes mayor y menor son la sexta parte de su base y de su altura.

Se debe notar que la mayor parte de las zapatas, por sus grandes dimensiones, no tendrán problemas en que estas excentricidades queden dentro del núcleo central; sin embargo, unas pocas tendrán que ser reforzadas agregándoles más sección de concreto armado.

De acuerdo con la tabla 5-4, la máxima deformación de los aisladores sería de 40 cm y se ha usado este valor para sugerir aquellas zapatas que requieran ampliar su sección.

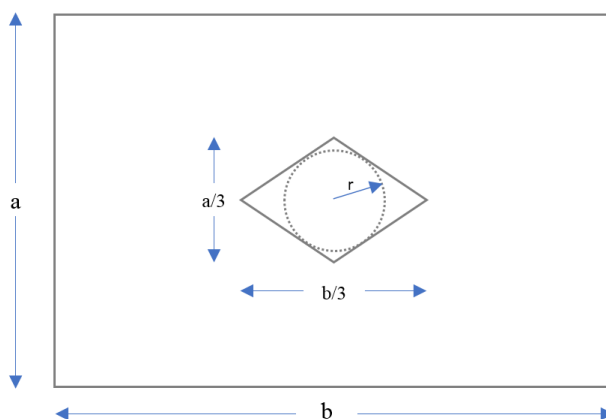


Figura 9-1: Vista en planta de la sección de zapata rectangular

	Dimensiones			Cantidad	Ampliar Zapata
	a (m)	b (m)	r (m)		
<b>Zapatas - Pab. A</b>					
A	4.00	4.00	0.47	16	No requiere
J	3.60	4.40	0.46	2	No requiere
K	2.60	3.35	0.34	16	Requiere
L	2.40	3.04	0.31	1	Requiere
M	2.24	2.86	0.29	1	Requiere
N	1.60	2.20	0.22	1	Requiere
P	1.42	2.04	0.19	1	Requiere
Q	1.46	1.46	0.17	2	Requiere
R	1.28	1.56	0.16	1	Requiere
S	0.96	1.24	0.13	1	Requiere
T	2.20	3.00	0.30	1	Requiere
<b>Zapatas - Pab. B</b>					
B-B	4.50	4.50	0.53	3	No requiere
C-C	4.40	4.40	0.52	17	No requiere
E-E	4.20	4.20	0.49	8	No requiere

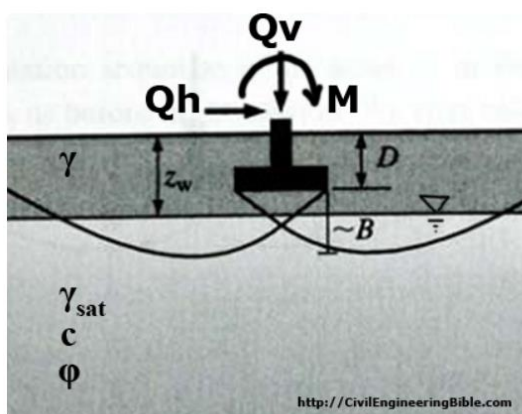
G-G	3.20	4.90	0.45	11	No requiere
H-H	3.80	3.80	0.45	1	No requiere
J-J	2.60	3.20	0.34	8	Requiere
K-K	2.50	3.00	0.32	1	Requiere
L-L	4.20	4.20	0.49	2	No requiere
M-M	4.00	4.00	0.47	4	No requiere
N-N	3.80	3.80	0.45	2	No requiere
O-O	3.50	3.50	0.41	2	No requiere
P-P	3.10	3.70	0.40	5	No requiere
Q-Q	3.00	3.70	0.39	10	Requiere
R-R	2.90	2.90	0.34	2	Requiere
S-S	0.93	0.93	0.11	4	Requiere

**Zapatas - Pab. C**

A	4.00	4.00	0.47	18	No requiere
B	4.00	3.20	0.42	1	No requiere
C	3.70	3.20	0.40	1	No requiere
D	3.15	2.50	0.33	16	Requiere
E	3.15	2.50	0.33	2	Requiere
F	2.05	2.55	0.27	2	Requiere
G	2.06	1.90	0.23	2	Requiere
H	1.22	1.22	0.14	1	Requiere

**9.3.2 Capacidad portante del suelo**

De los análisis se ha determinado que pueden existir fuerzas de compresión muy exigentes sobre las zapatas de la estructura. Tomando en consideración los datos del estudio geotécnico del CISMID 1997 se verifica el factor de seguridad de la cimentación más demandada para una carga axial de 2000 tonf (19600 KN).



**General:**

Theory: Meyerhof  Shape: Rectangular

Units: Metric

**Footing dimensions:**

Width: 3.7  m

Length: 3.2  m

Depth of embedment: 0.8  m

**Loading:**

Vertical load: 19600  kN

Horizontal load: 0  kN

Bending moment: 7840  kN-m

**Soil properties:**

$\gamma$ : 21.6  kN/m<sup>3</sup>  $\gamma_{sat}$ : 26  kN/m<sup>3</sup>  $\gamma_w$ : 9.81  kN/m<sup>3</sup>

Depth of ground water table: 70  m

Friction angle: 37

Cohesion intercept: 0  kPa

**Calculate**

Se calcula que el factor de seguridad (FS) es de 1.64; por lo que aún en el caso de mayor sollicitación (Axial & P-Delta), el suelo podrá resistir la sollicitación requerida.