



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Análisis Dinámico no Lineal del “Hospital Provincial
Homero Castanier Crespo (Azogues)”, medidas de
mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad
estructural**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

EDISSON GEOVANNY CAJAMARCA MARTINEZ

RODRIGO ISMAEL CARVALLO CAMPOVERDE

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA, ECUADOR

2017

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada en primer lugar a Dios, por haberme dado la vida, por darme la sabiduría y la fortaleza a lo largo de esta etapa de mi vida.

A mis padres, Manuel y Alexandra, por darme su apoyo incondicional en cada paso que he dado desde el primer día de mi vida, por haber sabido formarme como una persona de bien y de buenos valores, por todo el esfuerzo que han hecho para que pudiera alcanzar cada una de mis metas y por estar siempre ahí alentándome a seguir adelante.

A mis abuelos por darme siempre su consejo y en especial a mami Lola, ya que ha sido siempre como una madre para mí, por su cariño y apoyo incondicional en cada etapa de mi vida. A mis hermanas y familiares por creer en mí y por sus palabras de aliento las cuales me motivan a seguir adelante cada día.

A mis amigos, compañeros y todas aquellas personas que han estado presentes durante el transcurso de mi vida universitaria, los cuales me han apoyado y me han brindado su ayuda para que pueda culminar con éxito esta etapa de mi vida.

Edisson Geovanny Cajamarca Martínez

DEDICATORIA

Esta tesis va dedicada a Dios primeramente por haberme dado las fuerzas para salir adelante en los momentos más duros.

A mi madre que ha sido un pilar muy importante en mi vida por apoyarme siempre, por brindarme su apoyo incondicional en cada una de las etapas de mi vida, por criarme y hacerme un hombre de bien, por estar siempre ahí cuando la necesité.

A mis hijos que son mi motor y las fuerzas para seguir siempre adelante, por siempre ser mi motivación e inspiración para hacer las cosas bien, a mis familiares, amigos y a todas aquellas personas que me brindaron su apoyo incondicional en todo momento para culminar con éxito una etapa más de mi vida.

Rodrigo Ismael Carvallo Campoverde

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, queremos expresar nuestro agradecimiento a la Universidad del Azuay por abrirnos las puertas y darnos los conocimientos necesarios a lo largo de estos años; a través de excelentes profesionales que han sabido impartir sus cátedras con respeto y responsabilidad.

También queremos expresar un profundo agradecimiento al Ing. José Fernando Vázquez Calero, que como tutor de la tesis nos brindó parte de su gran conocimiento como maestro y profesional, guiándonos en cada paso del desarrollo de este trabajo, con paciencia y sabiduría.

De igual manera a los miembros del tribunal designado, al Ing. Roberto Gamón Torres, Ph.D. y al Ing. Juan Carlos Malo Donoso por tomarse el tiempo y dedicación para revisar y corregir el trabajo de titulación y realizar las recomendaciones necesarias para que éste contenga el menor número de errores o fallas.

A nuestros compañeros con los que hemos compartido experiencias y momentos inolvidables los cuales quedarán grabados en nuestra memoria.

Edisson Cajamarca M.

Rodrigo Carvallo C.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTO.....	iv
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	x
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCIÓN.....	1
 CAPÍTULO 1. RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	 10
1.1. Información arquitectónica.....	11
1.2. Información de ingeniería.....	12
1.2.1. Columnas.....	13
1.2.2. Vigas.....	13
1.2.3. Resistencia a compresión del hormigón y armado de los elementos estructurales.....	14
1.2.4. Características geométricas del suelo.....	15
1.2.5. Índice de Seguridad Hospitalaria.....	16
 CAPÍTULO 2. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	 18
2.1. Ingreso de cargas y modelado de la estructura.....	19
2.1.1. Cargas vivas de uso.....	19
2.1.2. Cargas muertas y permanentes.....	21
2.2. Modelado de la estructura en Opensees (Análisis Dinámico Lineal).....	23
2.2.1. Espectro de diseño.....	23
2.2.2. Determinación del período de vibración T.....	24
2.2.3. Análisis Dinámico Lineal.....	26
2.2.3.1. Factores de escala de los sismos.....	27

2.2.3.2. Desplazamientos y derivas (pórtico 1).....	29
2.2.3.3. Desplazamientos y derivas (pórtico 2).....	31
2.2.3.4. Desplazamientos y derivas (pórtico 3).....	33
2.2.4. Análisis pushover.....	35
2.2.5. Análisis dinámico no lineal.....	38
2.2.5.1. Desplazamientos y derivas (pórtico 1).....	42
2.2.5.2. Desplazamientos y derivas (pórtico 2).....	44
2.2.5.3. Desplazamientos y derivas (pórtico 3).....	46
2.2.6. Separación entre estructuras adyacentes.....	48
 CAPÍTULO 3. REFORZAMIENTO Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN PARA LA EDIFICACIÓN HOSPITALARIA.....	 51
3.1. Características que poseen los aisladores sísmicos.....	53
3.2. Deformaciones del aislador.....	57
 CAPÍTULO 4. ANÁLISIS PRESUPUESTARIO.....	 58
4.1. Presupuesto de la estructura existente.....	58
4.2. Presupuesto de las medidas de reforzamiento y mitigación.....	59
 CONCLUSIONES	 62
 RECOMENDACIONES	 64
 BIBLIOGRAFÍA	 65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Ubicación del hospital Homero Castanier Crespo.....	10
Figura 2.2: Croquis del hospital Homero Castanier Crespo.....	10
Figura 1.3: Hospital Homero Castanier Crespo.....	12
Figura 2.4: Primera planta del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo.....	12
Figura 3.5 : Columna estratigráfica del suelo analizado.....	15
Figura 4.6: Índice de Seguridad Hospitalaria.....	16
Figura 2.1: Pórtico 1.....	18
Figura 2.2: Pórtico 2.....	18
Figura 2.3: Pórtico 3.....	18
Figura 2.4: Carga viva distribuida (Ton/m) en pórtico 1.....	20
Figura 2.5: Carga viva distribuida (Ton/m) en pórtico 2	21
Figura 2.6: Carga viva distribuida (Ton/m) en pórtico 3.....	21
Figura 2.7: Carga muerta distribuida (Ton/cm) en pórtico 1.....	22
Figura 2.8: Carga muerta distribuida (Ton/cm) en pórtico 2.....	23
Figura 2.9: Carga muerta distribuida (Ton/cm) en pórtico 3.....	23
Figura 2.10: Espectro de diseño para un período de retorno de 475 años dividido para el factor de reducción de resistencia sísmica $R=8$	24
Figura 2.11: Primer modo de vibración - pórtico 1.....	25
Figura 2.12: Primer modo de vibración - pórtico 2.....	25
Figura 2.13: Primer modo de vibración - pórtico 3.....	25
Figura 2.14: Aceleraciones espectrales de los 3 sismos seleccionados.....	26
Figura 2.15: Promedio de espectros sísmicos escalado en un rango de $0,2T-1,5T$	27
Figura 2.16: Registros sísmicos correspondientes a los espectros sísmicos.....	28

Figura 2.17: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1 – SISMO AGYE-N.....	29
Figura 2.18: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1 – SISMO PRAM-N.....	29
Figura 2.19: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1 – SISMO AOTA-N.....	30
Figura 2.20: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2 – SISMO AGYE-N.....	31
Figura 2.21: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2 – SISMO PRAM-N.....	31
Figura 2.22: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2 – SISMO AOTA-N.....	32
Figura 2.23: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3 – SISMO AGYE-N.....	33
Figura 2.24: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3 – SISMO PRAM-N.....	33
Figura 2.25: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3 – SISMO AOTA-N.....	34
Figura 2.26: Análisis pushover en el pórtico 1.....	36
Figura 2.27: Curva pushover y cortante basal - pórtico 1.....	36
Figura 2.28: Curva pushover y cortante basal - pórtico 2.....	37
Figura 2.29: Curva pushover y cortante basal - pórtico 3.....	37
Figura 2.30: Fibras para columna de 40x40.....	38
Figura 2.31: Resistencia a la compresión f'_c confinado – f'_c sin confinar.....	39
Figura 2.32: Primer modo de vibración - pórtico 1.....	39
Figura 2.33: Primer modo de vibración - pórtico 2.....	40
Figura 2.34: Primer modo de vibración - pórtico 3.....	40
Figura 2.35: Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años.....	40

Figura 2.36: Desplazamiento en el último piso del pórtico 1 – análisis dinámico no lineal - SISMO AGYE - N.....	42
Figura 2.37: Desplazamiento en el último piso del pórtico 1 – análisis dinámico no lineal - SISMO PRAM – N.....	43
Figura 2.38: Desplazamiento en el último piso del pórtico 1 – Análisis Dinámico No Lineal – SISMO AOTA – N.....	43
Figura 2.39: Desplazamiento en el último piso del pórtico 2 – Análisis Dinámico No Lineal – SISMO AGYE – N.....	44
Figura 2.40: Desplazamiento en el último piso del pórtico 2 – Análisis Dinámico No Lineal – SISMO PRAM – N.....	45
Figura 2.41: Desplazamiento en el último piso del pórtico 2 – Análisis Dinámico No Lineal - SISMO AOTA-N.....	45
Figura 2.42: Desplazamiento en el último piso del pórtico 3 – Análisis Dinámico No Lineal - SISMO AGYE-N.....	46
Figura 2.43: Desplazamiento en el último piso del pórtico 3 – Análisis Dinámico No Lineal - SISMO PRAM-N.....	47
Figura 2.44: Desplazamiento en el último piso del pórtico 3 – Análisis Dinámico No Lineal - SISMO AOTA-N.....	47
Figura 2.45: Junta del bloque principal en la dirección “Y”.....	48
Figura 3.1: Esquema de dos tipos de edificios (a) estructura sin aislación basal; (b) estructura con aislación basal.....	52
Figura 3.2: Componentes aislador LRB.....	52
Figura 3.3: Catálogo de dimensiones del aislador.....	53
Figura 3.4: Esquema del aislador sísmico.....	53
Figura 4.1: Esquema de corte real del aislador tipo LRB.....	60

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Detalle de secciones de columnas.....	13
Tabla 1.2: Detalle de secciones de vigas.....	13
Tabla 1.3: Resultado de ensayo esclerométrico (columna interna).....	14
Tabla 1.4: Resultado de ensayo esclerométrico (columna externa).....	14
Tabla 1.5: Resultado de ensayo esclerométrico (viga principal).....	14
Tabla 1. 6: Detalle de armado de los elementos principales.....	15
Tabla 2.1 Carga viva.....	20
Tabla 2.2: Anchos tributarios pórtico 1.....	20
Tabla 2.3: Anchos tributarios pórtico 2.....	20
Tabla 2.4: Anchos tributarios pórtico 3.....	21
Tabla 2.5: Carga muerta.....	21
Tabla 2.6: Masas por planta del pórtico 1.....	22
Tabla 2.7: Masas por planta del pórtico 2.....	22
Tabla 2.8: Masas por planta del pórtico 3.....	22
Tabla 2.9: Períodos de vibración de pórticos analizados.....	25
Tabla 2.10: Factores de escala – pórtico 1.....	27
Tabla 2.11: Factores de escala – pórtico 2.....	27
Tabla 2.12: Factores de escala – pórtico 3.....	27
Tabla 2.13: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1.....	30
Tabla 2.14: Máximas derivas por piso - pórtico 1.....	30
Tabla 2.15: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2.....	32
Tabla 2.16: Máximas derivas por piso - pórtico 2.....	32
Tabla 2.17: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3.....	34
Tabla 2.18: Máximas derivas por piso - pórtico 3.....	34
Tabla 2.19: Períodos de vibración de pórticos analizados.....	39

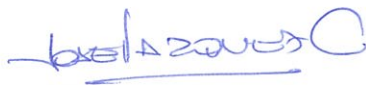
Tabla 2.20: Factores de escala – pórtico 1.....	41
Tabla 2.21: Factores de escala – pórtico 2.....	41
Tabla 2.22: Factores de escala – pórtico 3.....	42
Tabla 2.23: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1.....	43
Tabla 2.24: Máximas derivas por piso - pórtico 1.....	44
Tabla 2.25: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2.....	45
Tabla 2.26: Máximas derivas por piso - pórtico 2.....	46
Tabla 2.27: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3.....	47
Tabla 2.28: Máximas derivas por piso - pórtico 3.....	48
Tabla 2.29: Calculo de separación mínima para la junta.....	49
Tabla 2.30: Comparación del desplazamientos en el último piso.....	49
Tabla 2.31: Comparación de derivas.....	50
Tabla 3.1: Propiedades del aislador sísmico implementado en pórtico 1 y 2....	54
Tabla 3.2: Propiedades del aislador sísmico implementado en pórtico 3.....	54
Tabla 3.3: Comparación de período de vibración con aisladores y sin aisladores.....	55
Tabla 3.4: Determinación de derivas en análisis con aisladores.....	55
Tabla 3.5: Comparación de desplazamientos máximos.....	56
Tabla 3.6: Deformación del aislador en los 3 pórticos.....	57
Tabla 4.1: Costo del hospital por metro cuadrado.....	58
Tabla 4.2: Área del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo...	59
Tabla 4.3: Área del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo...	59
Tabla 4.4: Presupuesto de refuerzo con aisladores LRB.....	60
Tabla 4.5: Comparación de costo de edificación vs costo aislamiento Sísmico.....	60

Análisis dinámico no lineal del “Hospital Provincial Homero Castanier Crespo (Azogues)”, medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural

RESUMEN

El presente estudio da cuenta del análisis y evaluación en el rango no lineal del hospital provincial “Homero Castanier Crespo” de la ciudad de Azogues, dentro del proyecto de investigación científica de la Universidad del Azuay: “Hospitales Seguros Frente a Desastres”. Utilizando el software libre OpenSees y basado en los requerimientos de norma (NEC - Peligro Sísmico, 2014); con el propósito de disminuir la vulnerabilidad estructural y se mantenga operable luego de un evento sísmico extremo. Se analiza como medida de mitigación y refuerzo los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y se comparan con modelaciones sin el uso de estos. Se realiza un análisis costo beneficio para determinar la factibilidad técnica y económica del uso de estos dispositivos.

Palabras clave: Vulnerabilidad, Análisis Dinámico no Lineal, Deriva de piso, Desplazamientos, Aisladores Sísmicos, Factibilidad técnica y económica.



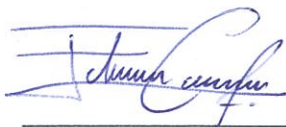
José Fernando Vázquez Calero

Director del trabajo de Titulación



José Fernando Vázquez Calero

Director de Escuela



Edisson Geovanny Cajamarca Martínez



Rodrigo Ismael Carvallo Campoverde

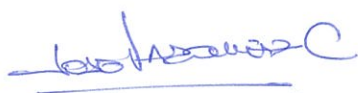
Autores

**Non-linear dynamic analysis of *Homero Castanier Crespo* Hospital (Azogues),
mitigation and reinforcement measures to reduce its structural vulnerability**

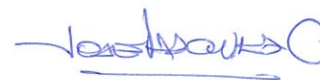
ABSTRACT

This study dealt with the analysis and evaluation in the non-linear range of the "*Homero Castanier Crespo*" provincial hospital of the city of Azogues, as part of the scientific research project of *Universidad del Azuay* entitled "Hospitals Safe From Disasters". The research was carried out through OpenSees software, and was based on the Ecuadorian Construction Standard requirements (NEC - Seismic Hazard, 2014), with the purpose of reducing the structural vulnerability and maintaining the continuous functionality after an extreme seismic event. Elastomeric insulators with lead core were analyzed as a mitigation and reinforcement measure, and were compared with modeling without their use. A cost-benefit analysis was performed to determine the technical and economic feasibility of using these devices.

Keywords: vulnerability, nonlinear dynamic analysis, floor drift, displacement, seismic isolators, technical and economic feasibility.



José Fernando Vázquez Calero
Thesis Director



José Fernando Vázquez Calero
School Director



Edisson Geovanny Cajamarca Martínez
Campoverde



Rodrigo Ismael Carvallo

Authors




Translated by
Lic. Lourdes Crespo

Introducción

Con el pasar de los años el mundo ha sido testigo de los irreparables daños causados por los eventos sísmicos que van desde pérdidas materiales hasta pérdidas humanas; en los países que se encuentran en el Cinturón de Fuego del Pacífico, según el director del área de sismología del Instituto Geofísico del Perú (IGP), ocurren el 90% de todos los sismos del mundo y el 80% de los terremotos más grandes del mundo.

Las Normativas de construcción de los países que tienen elevada amenaza sísmica, año tras año son más estrictas en sus requerimientos, con el fin de garantizar la seguridad de la población; el Ecuador al encontrarse en una zona donde convergen la placa de Nazca y la placa latinoamericana es considerado un país de alto riesgo sísmico, y es por ello que se ha expedido una nueva normativa de construcción (NEC, 2014), que fundamenta las exigencias sismorresistentes de manera rigurosa, en consecuencia las estructuras catalogadas como esenciales y/o peligrosas, en las que se encuentran incluidas los hospitales y cuyas estructuras fueron diseñadas con normativas anteriores, podrían incrementar su vulnerabilidad ante las amenazas existentes y por lo tanto sus ocupantes están en continuo riesgo.

El siguiente trabajo de investigación trata de la continuación del análisis estructural del “Hospital Provincial Homero Castanier Crespo”, de la ciudad de Azogues, provincia del Cañar, siendo parte del proyecto de investigación científica de la Universidad del Azuay “Implementación de una Estrategia de Hospitales Seguros frente a Desastres”, en base a la evaluación real y modelación realizada por los Ingenieros Erika Esquivel y Hernán Cabrera, basada en la normativa vigente (NEC 2014); sin embargo, no se conocen las zonas de la estructura donde se presentará peligro de colapso y riesgo para los ocupantes del Hospital ante la presencia de amenazas identificadas; por este motivo se realizará un análisis dinámico dentro del rango no lineal aplicando la normativa de la Federal Emergency Management Agency (FEMA 356, 2000) de la estructura para determinar las zonas donde se presentará peligro de colapso parcial, progresivo y total, para proponer medidas de mitigación y reforzamiento que permitan disminuir la vulnerabilidad de la edificación hospitalaria y evitar que las deformaciones sean excesivas, es decir que se encuentre trabajando dentro del estado límite a nivel de servicio y estado límite a nivel de daños reparables, y además como complemento se realizará un análisis costo beneficio.

Antecedentes

Ante una situación de emergencia, la primera prioridad es salvar vidas y prestar atención inmediata de urgencia a los heridos. La experiencia de sismos pasados, demuestran que las edificaciones esenciales, como los hospitales, son vulnerables, al no responder adecuadamente ni garantizar su normal funcionamiento, tras ocurrir el evento sísmico. Los hospitales tienen la tarea de albergar a pacientes, personal y visitantes y realizar intervenciones quirúrgicas 24 horas al día, de allí la importancia de su estabilidad estructural, y es por esto que es una prioridad de La Organización de las Naciones Unidas reducir considerablemente las pérdidas ocasionadas por los desastres, tanto de vidas como de bienes sociales, económicos y ambientales. Sin embargo, desde el 2005 al 2015, los desastres han afectado al bienestar y la seguridad de las personas, más de 7.000.000 personas han perdido la vida como consecuencia de los desastres. Las pérdidas económicas totales ascendieron a más de 1,3 billones de dólares de los Estados Unidos. (ONU, 2015).

Entre los desastres naturales, los que más distinguen son los sismos, ya que ocasiona la mayoría de pérdidas humanas y económicas; debidas a fallas que ocurren en las estructuras realizadas por el hombre, los cuales fueron diseñados y contruidos para el confort de los seres humanos (Aguilar Falconi, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008).

Las instalaciones de atención de salud son muy vulnerables, como se ha comprobado en las experiencias de América Latina y el Caribe. En los terremotos de México (Distrito Federal, septiembre de 1985), El Salvador (San Salvador, octubre de 1986); sufrieron daños 17 hospitales y se perdieron unas 6247 camas de hospital en El Salvador y México. (Zeballos, 1993).

Según los datos proporcionados por los estados miembros de la OPS/OMS, el 67% de sus cerca de 18.000 hospitales están ubicados en zonas de riesgo de desastres. En el último período, cerca de 24 millones de personas en las Américas quedaron sin atención de salud durante meses, y a veces años, debido a los daños causados directamente por un desastre. (Organización Panamericana de la Salud, OPS, 2008).

Ecuador al ser un país que está ubicado en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico; o sea, en la zona de mayor riesgo sísmico en el mundo, ya históricamente ha

sufrido grandes tragedias, como el terremoto de Ambato (1949), el cual tuvo un alto potencial destructivo. El terremoto dejó más de 6.000 muertos; alrededor de 100.000 personas sin hogar y un área afectada de 1.920 km². (Egred, 2013).

Otra de las grandes tragedias ocasionadas a causa de terremotos es el del pasado 16 de abril del año pasado, cuya cifra de muertos fue de 602 personas producto de un fuerte terremoto de magnitud 7,8 registrado en la provincia de Manabí. Es por ello que los hospitales y otras instalaciones de salud deben estar contruidos de manera que soporten el impacto de desastres naturales como terremotos y continúen dando servicios esenciales de salud durante y después de emergencias.

El 27 de septiembre del 2007, el Ministerio de Salud Pública del Ecuador expidió un Acuerdo Ministerial para elaborar la Política Nacional de Hospitales Seguros con un Programa específico que facilita su implementación, conformando para tal fin el Comité Nacional de Hospitales Seguros. Esta Política y Programa han sido presentados oficialmente el 14 de febrero pasado, coincidiendo con el lanzamiento de la Campaña Mundial de Hospitales Seguros en el país. (Organización Panamericana de la Salud, 2009).

Las Normativas de construcción de los países que tienen elevada amenaza sísmica, año tras año son más estrictas en sus requerimientos, con el fin de garantizar la seguridad de la población; como por ejemplo la NEC que es la normativa sismo resistente del Ecuador, sin embargo, construir con lo mínimo que exige la normativa no es suficiente sobre todo cuando se trata de estructuras esenciales, como los hospitales, que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias, o bien como lo dice la Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA), son aquellas estructuras vitales para la respuesta ante una emergencia y posterior a la misma. (FEMA 356, 2000).

La Organización Mundial de la Salud ha sugerido que los nuevos hospitales deben ser diseñados y contruidos para mantener su capacidad máxima de funcionamiento después de un terremoto (Zayas, 2017).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, busca incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, con el objetivo de que la edificación permanezca operativa luego del terremoto. La Norma establece que se diseñarán con un nivel de fuerzas sísmicas para un sismo con período de retorno de 475 años, sin aplicación del factor de importancia. Se espera incursiones en el rango inelástico, experimentando daño; además se espera cierto grado de daño en los elementos estructurales y un daño considerable en los elementos no estructurales, por lo que no cumple con lo establecido en la OMS.

Dentro de la línea de investigación aprobada por la Universidad del Azuay a la Facultad de Ciencia y Tecnología, sobre la vulnerabilidad estructural y el proyecto de investigación de hospitales seguros frente a desastres, se realizó la evaluación de varios hospitales del Ecuador, obteniendo resultados que en la mayoría de los casos sugieren medidas de intervención urgentes; por lo que es indispensable realizar un análisis dentro del rango no lineal de las edificaciones evaluadas.

Objetivos

Objetivo general

Realizar el análisis dinámico no lineal del “Hospital Provincial Homero Castanier Crespo”, de la ciudad de Azogues, provincia del Cañar, para determinar medidas pertinentes de mitigación y reforzamiento.

Objetivos específicos

- Sistematizar la evaluación estructural disponible del “Hospital Provincial Homero Castanier Crespo”.
- Realizar el análisis dinámico no lineal de la estructura de la edificación hospitalaria.
- Diseñar el reforzamiento y medidas de mitigación para la edificación hospitalaria. (FEMA 356, 2000) (ACI 440.2R-08, 2008) (ACI 318, 2011).
- Realizar un análisis costo beneficio de las medidas evaluadas.

Metodología

Se recolectará y se clasificará la información de la edificación hospitalaria del trabajo de investigación previo realizado por los Ingenieros Erika Esquivel y Hernán Cabrera, con el fin de contar con la información necesaria para realizar un análisis no lineal.

Mediante la utilización de software especializado, analizaremos en el rango inelástico la estructura. Se ingresarán las cargas de acuerdo a la normativa vigente. (NEC - Peligro Sísmico, 2014). Se analizarán las áreas de posible colapso parcial, progresivo y total; para determinar el desempeño inelástico de la estructura.

Se seleccionarán medidas de reforzamiento y mitigación para disminuir la vulnerabilidad de la edificación hospitalaria. (FEMA 356, 2000) (ACI 440.2R-08, 2008) (ACI 318, 2011).

Se estimará el costo de la estructura hospitalaria existente, obteniendo un presupuesto conceptual de la entidad hospitalaria dependiendo de su tipo y clasificación.

Elaboración del presupuesto de las medidas de reforzamiento y mitigación, mediante el análisis de precios unitarios de las medidas de reforzamiento y mitigación seleccionadas. Se compararán los resultados de los presupuestos, para verificar la factibilidad económica de las medidas de reforzamiento y mitigación.

Estado del arte y marco teórico

Marco teórico

Hospitales Seguros: “establecimiento de salud cuyos servicios permanecen accesibles y funcionando a su máxima capacidad instalada y en su misma infraestructura inmediatamente después de un fenómeno destructivo de origen natural.”

Amenaza: es el factor de riesgo externo de un sujeto o sistema, representado por un peligro latente asociado con un fenómeno físico de origen natural o tecnológico que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes y/o el medio ambiente, expresado matemáticamente como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento

con una cierta intensidad en un cierto sitio y en cierto período de tiempo. (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Análisis Dinámico no Lineal: este análisis reconoce el comportamiento no lineal en el diseño de edificaciones conocidas como esenciales; en las reducciones por ductilidad de los espectros de diseño y en la exigencia de refuerzo que permitan a la estructura alcanzar grandes deformaciones tanto en elementos estructurales y no estructurales, disipar mucha energía, pero sin llegar a colapsar. (Scaletti Farina, 1989).

ISH: Índice de Seguridad Hospitalaria: valor numérico que expresa la probabilidad de que un establecimiento de salud existente continúe funcionando en casos de desastre. (Ugarte, 2010).

Riesgo: es el nivel de destrucción o pérdida esperada obtenida de la combinación de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos y de la vulnerabilidad de los elementos expuestos a tales amenazas, matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de consecuencias económicas y sociales en un cierto sitio y en un cierto período de tiempo. (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

Vulnerabilidad: la vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes del establecimiento hospitalario que lo mantienen en pie ante un sismo intenso. Esto incluye cimientos, columnas, muros, vigas y losas. (Organización Panamericana de la Salud, 2000).

La Rehabilitación Simplificada: puede ser aplicada a ciertos edificios pequeños. La intención principal de la Rehabilitación Simplificada es reducir el riesgo sísmico eficazmente cuando sea posible. Las medidas de rehabilitación parciales en parapetos y otros elementos exteriores con peligro de caer, son incluidas como técnicas de Rehabilitación Simplificadas. Aunque de alcance limitado, la Rehabilitación Simplificada será aplicable a un gran número de edificios en todas partes de los EE.UU, el Método de Rehabilitación Simplificado emplea procedimientos de análisis de fuerza estáticos equivalentes, que son encontrados en la mayor parte de códigos sísmicos para nuevos edificios. (FEMA 273, 1997).

La Rehabilitación Sistemática: puede ser aplicada a cualquier edificio e implica la comprobación minuciosa de cada elemento o componente estructural existente (un elemento, como un pórtico que resiste al momento, es formado de vigas y componentes de columna), el diseño de nuevos elementos, y la verificación de la interacción global aceptable para desplazamientos esperados y fuerzas internas. El Método de Rehabilitación Sistemático se concentra en el comportamiento no lineal de la respuesta estructural, y emplea procedimientos no destacados anteriormente en los códigos sísmicos. (FEMA 273, 1997).

Diafragmas de piso: los diafragmas de piso transfieren fuerzas de inercia inducidas por el terremoto a elementos verticales del sistema de pórtico sísmico. Se considera que diafragmas de plataforma son diafragmas de piso. (FEMA 273, 1997).

Estado del arte

En teoría, los países deberían asegurar que cada sector e institución sea resistente a los desastres y que sea posible reorientar todos los recursos necesarios para obtener resultados observables en todos los aspectos de la reducción de riesgos. El sector salud debería lograr simultáneamente que todos los establecimientos de salud sean seguros frente a desastres.

Desde la conferencia internacional sobre reducción de vulnerabilidad en establecimientos de salud (México, 1996), varios hospitales han sido reforzados o contruidos para ser resistentes, pero seguimos teniendo hospitales destruidos por desastres. Cientos de hospitales son afectados por fenómenos naturales como fueron los terremotos en Perú (1970), Nicaragua (1972), Guatemala (1976), México (1985), Colombia (1999), El Salvador (2001), Perú (2007), Haití, Chile, México (2010) y Ecuador (2016), afectando cuatro hospitales ubicados en Chone, Pedernales, Manta y Portoviejo.

Por otro lado, el riesgo que se considera como el producto de la amenaza por la vulnerabilidad, da cuenta que para el austro ecuatoriano las amenazas de tipo: sísmicas, hidrometereológicas, geotécnicas y sociales son las principales que se tomaron en cuenta al momento de la calificación.

Los establecimientos de salud son catalogados como edificaciones esenciales y/o peligrosas (NEC, 2014), es por esto que el nivel de análisis en el diseño de los miembros estructurales y no estructurales es más exigente, a nivel del rango inelástico. (ACI 318, 2011).

Diseñar las estructuras con lo mínimo que establece la norma no es lo idóneo, ya que en países como Chile, Ecuador, Japón, existen estructuras que colapsaron ante la acción sísmica aun siendo diseñadas por el código; esto conlleva a elevadas pérdidas económicas como por ejemplo en la península de Bahía de Caráquez, Ecuador, en donde la pérdida mediana, incluida la pérdida de uso se estima que es un 150% del costo original de la construcción. (Zayas, 2017).

El costo para lograr reducir la vulnerabilidad de las entidades hospitalarias en comparación al costo de una reconstrucción de las instalaciones es poco significativo; por lo tanto, resulta muy beneficioso ejecutar mejoraras tanto estructurales como no estructurales en las entidades hospitalarias para preservar su funcionabilidad frente a un desastre natural.

Para brindar mayor seguridad a las personas y evitar elevadas pérdidas económicas se debería diseñar y construir las edificaciones para mantener su capacidad máxima de funcionamiento (funcionalidad continua), y más aún las estructuras esenciales. Para diseñar bajo este criterio las estructuras se diseñan esencialmente elásticas utilizando $R=1$ para el sismo base de diseño. Las derivas se limitan a 0,3% o 0,4% de la altura de los pisos. La aceleración media espectral de piso se limita a 0,4g o 0,6g. Con estos criterios, la mayoría de componentes y equipos en la mayoría de instalaciones mantendrán su capacidad de funcionar después de un terremoto. (Zayas, 2017).

Para realizar un diseño para funcionalidad continua es necesario algún mecanismo de disipación sísmica, como aisladores sísmicos, mismos que deberán tener la capacidad suficiente para minimizar el daño estructural. Si se logra, mediante el uso de estos dispositivos, que la estructura se mantenga dentro del rango elástico, se garantiza el control de daños en los elementos estructurales, habilitando su uso tras un evento sísmico. (Zayas, 2017).

En un estudio realizado por la ESPE, se comparan los resultados máximos probables de la estructura con aisladores de triple péndulo de fricción con los de una estructura sin ningún tipo de aislamiento sísmico. En la estructura sin aisladores, la deriva de piso máxima es 1,6%. La Norma Ecuatoriana de la Construcción permite una deriva máxima del 2%, de tal manera que la estructura sin aisladores cumple con esta condición, pero tener una deriva de piso de 1,6% implica daño en los elementos estructurales, no estructurales y sus componentes; sin embargo, en la estructura con aisladores se obtuvieron derivas de piso menores a 0,65%, lo que refleja que el desplazamiento lateral de los pisos es mínimo. (Aguiar, Andrade, Guaygua, & Piedra, 2016).

CAPÍTULO 1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

El hospital “Homero Castanier Crespo” está ubicado en la ciudad de Azogues en la provincia de Cañar, cuenta con un total de 156 camas. Empezó a funcionar en 1983; la institución es pública y pertenece al Ministerio de Salud Pública del Ecuador. (Esquivel & Cabrera, 2017).



Figura 3.1: Ubicación del hospital Homero Castanier Crespo
(Esquivel & Cabrera, 2017)

Está formado por seis bloques, un principal de cuatro plantas en el que se encuentran casi todos los servicios de atención al paciente y también una parte administrativa, así como: la gerencia, contabilidad, información entre otros servicios. En los bloques adyacentes se localiza: la casa de máquinas, el área de fisioterapia, una capilla y un área de bodega. (Esquivel & Cabrera, 2017).

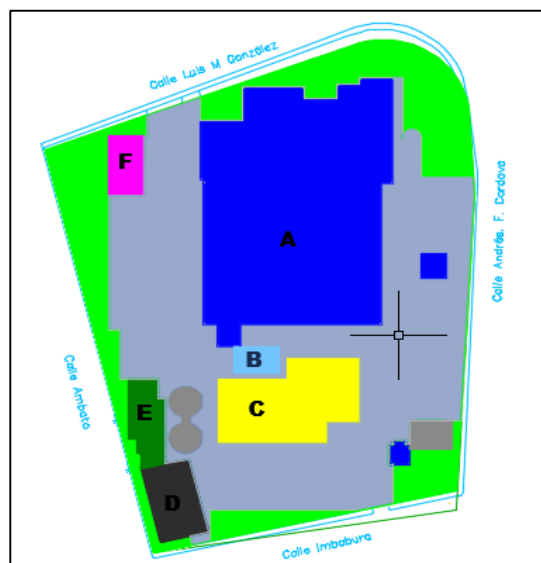


Figura 4.2: Croquis del hospital Homero Castanier Crespo
(Esquivel & Cabrera, 2017)

El Hospital cuenta con las siguientes áreas de servicio, distribuidas en los diferentes bloques que conforman la entidad hospitalaria: medicina general, traumatología, neumología, odontología, pediatría, ginecología, obstetricia, cardiología, psiquiatría, psicología clínica, neurología, cirugía general, urología, obstetricia, ginecología, traumatología, laboratorio, rayos X, fisioterapia, trabajo social, farmacia, estadística, recursos humanos, nutrición, cocina, lavandería, conserjería, guardianía, capilla. (Esquivel & Cabrera, 2017).

1.1 Información arquitectónica

Las paredes de la entidad hospitalaria son de bloque y ladrillo, empastadas y cubiertas con pintura y con cerámica, cuenta con cuatro puertas de vidrio en los accesos. La mayoría de la superficie de piso de la edificación hospitalaria está cubierta con baldosa, la misma que se encuentra en buenas condiciones. (Esquivel & Cabrera, 2017).

El cielo raso esta sostenido por una estructura de aluminio que físicamente se ve segura y en buenas condiciones. La iluminación en las diferentes áreas del hospital consta de lámparas que funcionan adecuadamente y están empotradas y aseguradas con mallas metálicas. Cabe mencionar que las terrazas de la institución presentan un deterioro físico, el cual se da por el tiempo, el clima y la falta de mantenimiento que se les da a éstas. (Esquivel & Cabrera, 2017).

Los planos arquitectónicos de los diferentes bloques se obtuvieron de la evaluación estructural del hospital Homero Castanier Crespo realizada por los Ingenieros Erika Esquivel y Hernán Cabrera, siendo parte del proyecto de investigación “Implementación de una Estrategia de Hospitales Seguros frente a Desastres” (Organización Panamericana de la Salud, 2000).



Figura 5.3: Hospital Homero Castanier Crespo
(Esquivel & Cabrera, 2017)

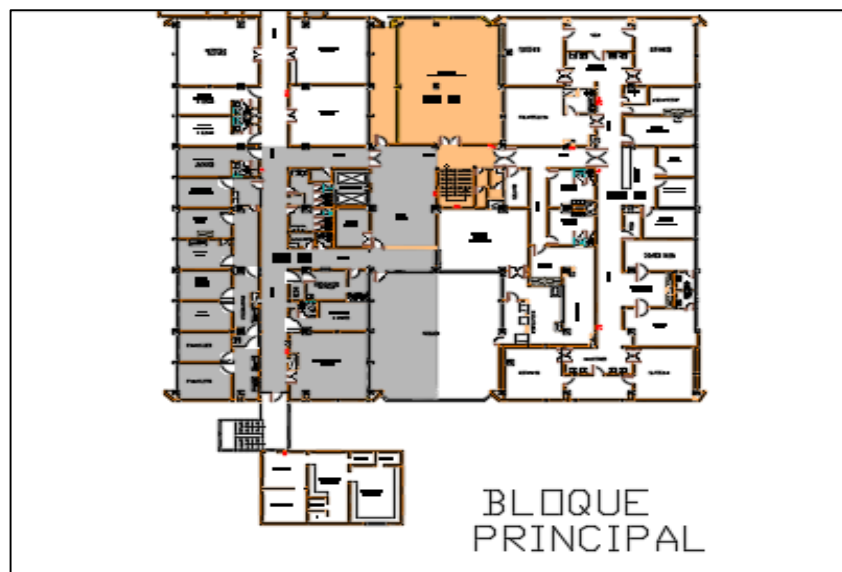


Figura 6.4: Primera planta del bloque principal del Hospital Homero Castanier Crespo
(Esquivel & Cabrera, 2017)

1.2 Información de ingeniería

La estructura del hospital es de hormigón armado, formando pórticos espaciales; cuenta con losas alivianadas en los entrepisos y en lo que se refiere a la cimentación, cuenta con zapatas cuadradas y cadenas de amarre; cabe mencionar que los elementos mencionados fueron diseñados cumpliendo el Código Ecuatoriano de la Construcción de 1974. (Esquivel & Cabrera, 2017).

1.2.1 Columnas

Se encontraron las siguientes secciones de columnas dentro de los diferentes bloques de la entidad hospitalaria:

Tabla 2.1: Detalle de secciones de columnas

BLOQUE	TIPO	DIMENSIONES (cm)	
		X	Y
BLOQUE PRINCIPAL	Cuadrada	40	40
BLOQUE 1	Rectangular	40	30
	Cuadrada	40	40
	Cuadrada	30	30
BLOQUE2	Rectangular	30	40
	Cuadrada	30	30
	Cuadrada	40	40
BLOQUE CASA DE MÁQUINAS	Cuadrada	40	40
BLOQUE CONSULTORIOS	Cuadrada	30	30
BLOQUE TOMOGRAFÍA	Cuadrada	30	30
BLOQUE DE EMERGENCIA	Cuadrada	40	40
BLOQUE FISIOTERAPIA I	Cuadrada	40	40
BLOQUE FISIOTERAPIA II	Metálicas	Perfil Metálico	Perfil Metálico

(Esquivel & Cabrera, 2017)

1.2.2 Vigas

Se encontraron las siguientes secciones de vigas dentro del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo:

Tabla 1.2: Detalle de secciones de vigas

BLOQUE	NÚMERO DE PLANTAS	DIMENSIONES (cm)	
		X	Y
BLOQUE PRINCIPAL	4	50	65
BLOQUE PRINCIPAL	5	40	65
BLOQUE PRINCIPAL	2	30	65

(Esquivel & Cabrera, 2017)

1.2.3 Resistencia a compresión del hormigón y armado de elementos estructurales

A continuación, se detalla la resistencia a la compresión de los principales elementos estructurales del hospital; obtenidos a partir de un ensayo esclerométrico:

Tabla 1.3: Resultado de ensayo esclerométrico (columna interna).

Elemento	Nº de disparos	Valor del esclerómetro	Promedio	f ^c (Kg/cm ²)
COLUMNA INTERNA	1	56	31.00	240
	4	28		
	5	30		
	6	22		
	7	31		
	10	29		
	11	32		

(Esquivel & Cabrera, 2017)

Tabla 1.4: Resultado de ensayo esclerométrico (columna externa).

Elemento	Nº de disparos	Valor del esclerómetro	Promedio	f ^c (Kg/cm ²)
COLUMNA EXTERNA	3	36	32.29	260
	4	34		
	5	36		
	6	38		
	7	30		
	11	32		
	12	30		

(Esquivel & Cabrera, 2017)

Tabla 1.5: Resultado de ensayo esclerométrico (Viga Principal).

Elemento	Nº de disparos	Valor del esclerómetro	Promedio	f ^c (Kg/cm ²)
VIGA PRINCIPAL	3	28	33.14	280
	4	40		
	5	28		
	6	33		
	7	36		
	9	36		
	12	37		

(Esquivel & Cabrera, 2017)

Se presenta el armado de los elementos estructurales más desfavorables de la entidad hospitalaria:

Tabla 1. 6: Detalle de armado de los elementos principales

Elemento	Armadura longitudinal				Armadura transversal	
	Diámetro	Esquinas	Cara X	Cara Y	Diámetro (mm)	Separación(cm)
Columna interna	16	4	2	2	8	22
Columna externa	18	4	2	2	8	11
Viga principal	18	4	3	2	8	18

(Esquivel & Cabrera, 2017)

1.2.4 Características geotécnicas del suelo

Mediante un estudio geotécnico, realizado a una profundidad de 3 metros no se detecta la presencia de aguas freáticas, por lo que no existen inconvenientes en el diseño y construcción de cimientos. El subsuelo está constituido según la S.U.C.S. por un suelo CH y según la A.A.S.H.T.O. es un suelo A-7-6 (12); este tipo de suelos es un suelo arcilloso de alta compresibilidad y a demás según la NEC este suelo es un suelo tipo C, constituyendo una subrasante de pobres características para ser usada como material de cimentación, ya que su cohesión va disminuyendo frente a la presencia de humedad. (Esquivel & Cabrera, 2017).

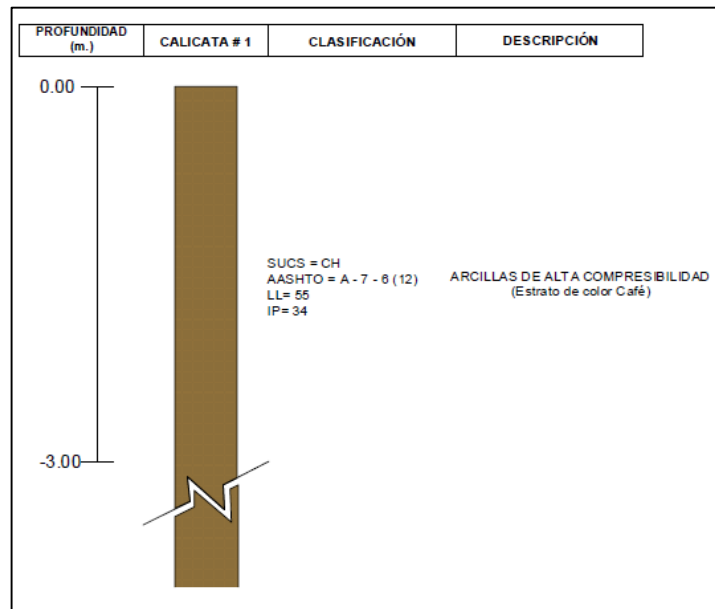


Figura 7.5 :Columna estratigráfica del suelo analizado
(Esquivel & Cabrera, 2017)

1.2.5 Índice de Seguridad Hospitalaria

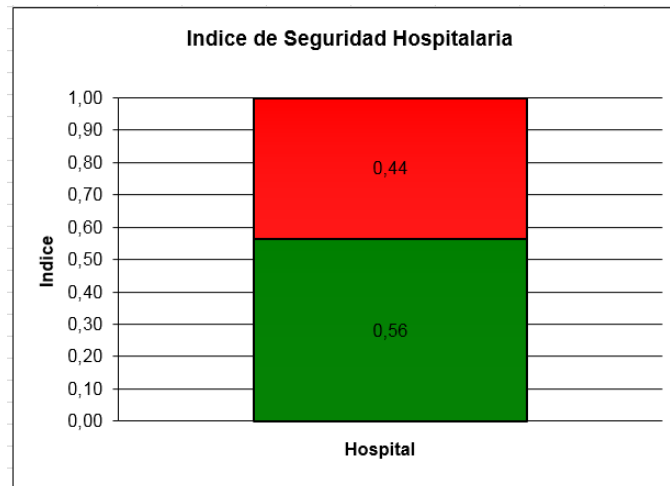


Figura 8.6: Índice de seguridad hospitalaria
(Esquivel & Cabrera, 2017)

El hospital Homero Castanier Crespo se encuentra en la categoría B, con un 56% de seguridad que el hospital continúe funcionando en casos de desastre y un 44% de vulnerabilidad; por lo tanto, requiere de medidas de mitigación necesarias a corto plazo. (Esquivel & Cabrera, 2017).

Resultados de primera parte del análisis del hospital

A continuación, se presentan los resultados más relevantes de la evaluación estructural del hospital Homero Castanier Crespo, realizada por los ingenieros Erika Esquivel y Hernán Cabrera, mismos que servirán de punto de partida para realizar el análisis no lineal de dicha edificación:

- Los valores de las derivas en cada uno de los bloques del hospital están por debajo del 2%; así mismo las juntas que separan los bloques son mayores a 10 cm.
- El hospital cuenta con columnas cortas en el bloque principal, su presencia representa un alto riesgo de colapso, ante un evento sísmico, podría ocasionar mayores daños en la estructura y pérdidas humanas.
- La edificación amerita un reforzamiento estructural a corto plazo, para evitar que ante un evento sísmico se produzca colapso parcial, total o progresivo; esto

debido a que la mayoría de elementos estructurales no cumplen con al menos uno de los requerimientos de diseño sismorresistente de acuerdo a la NEC-2014 y al ACI-318-M11.

- La estructura no cumple con ninguna condición de diseño sismo resistente, es decir que el hospital es altamente vulnerable; esto revela que se requiere de medidas de intervención urgentes.

CAPÍTULO 2. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se realizará el análisis en dos dimensiones del Bloque principal del Hospital Homero Castanier Crespo; se lo realiza tanto en el sentido X, como en el sentido Y; se escogieron 3 pórticos, siendo éstos los más representativos y desfavorables.

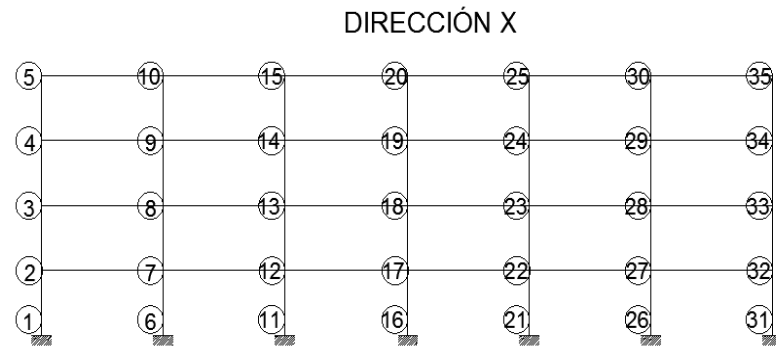


Figura 2.1: Pórtico 1



Figura 2.2: Pórtico 2

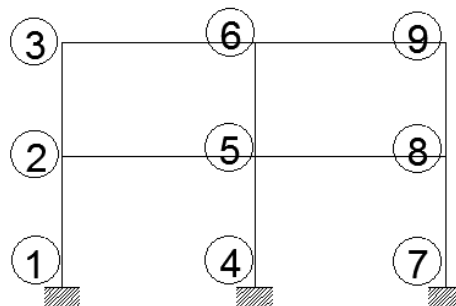


Figura 2.3: Pórtico 3

Para analizar la entidad hospitalaria se debe considerar que se trata de una edificación esencial, por lo que su coeficiente de importancia, mismo que es utilizado para incrementar la demanda sísmica de diseño, es de 1,5, buscando limitar los daños estructurales y elevar el nivel de protección para que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño. Además, se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, por lo que en este análisis se utiliza el nivel de prevención de colapso, utilizando un espectro de diseño con un 2% de excedencia en 50 años (período de retorno de 2500 años). (NEC - Peligro Sísmico, 2014).

En primera instancia se realiza un análisis dinámico lineal de los pórticos elegidos, esto para tener conocimiento de cómo se comporta la estructura dentro del rango elástico; y además comprobar que se cumpla con las derivas máximas que establece la NEC-15, cuyo valor es de 2%.

Para realizar el análisis del hospital Homero Castanier Crespo de la ciudad de Azogues se utilizó el software libre especializado en simulaciones de estructuras (OpenSees), en el cual se analizaron los 3 pórticos escogidos anteriormente.

Estos fueron sometidos tanto a un análisis dinámico lineal como un análisis dinámico no lineal, para realizar la modelación dinámica lineal además de utilizar el software OpenSees se utilizó el software Etabs con el fin de comparar los resultados dentro del análisis dinámico lineal, obteniendo resultados muy similares, lo que comprueba que el modelado dentro de OpenSees es correcto.

2.1 Ingreso de cargas y modelado de la estructura

2.1.1 Cargas vivas de uso

En la modelación de los pórticos se utilizaron las siguientes cargas, obtenidas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, considerando que se trata de una entidad hospitalaria.

Tabla 2.1 Carga viva

Carga vivas de uso	
Cargas ocupacionales (NEC)	Carga viva de uso
Pasillo	4 kn/m ²
Sala de pacientes	2 Kn/m ²
Laboratorio	2,9 kn/m ²
Bodega	6 kn/m ²
Terraza	4,8 kn/m ²
Cubierta	3 kn/m ²

(NEC - Cargas no sísmicas, 2014)

Tabla 2.2: Anchos tributarios pórtico 1

Pórtico 1	Ancho tributario
Planta 1	5,6 m
Planta 2	5,6 m
Planta 3	5,6 m
Planta 4	5,6 m

Tabla 2.3: Anchos tributarios pórtico 2

Pórtico 2	Ancho tributario
Planta 1	6,5 m
Planta 2	6,5 m
Planta 3	6,5 m
Planta 4	6,5 m
Planta 5	6,5 m

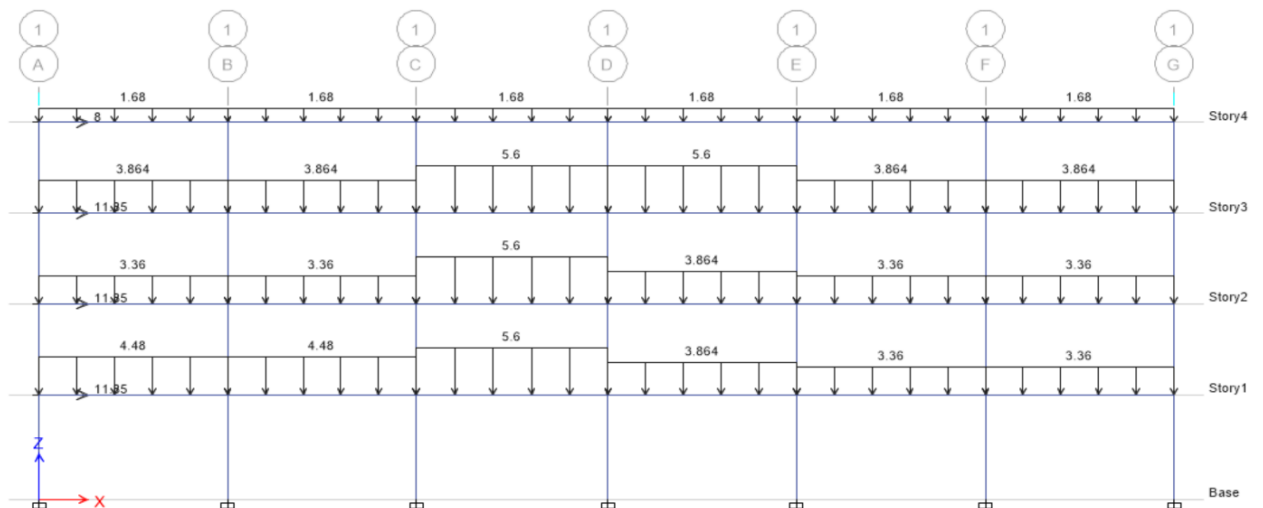


Figura 2.4: Carga viva distribuida (Ton/m) en pórtico 1

Fuente: Etabs

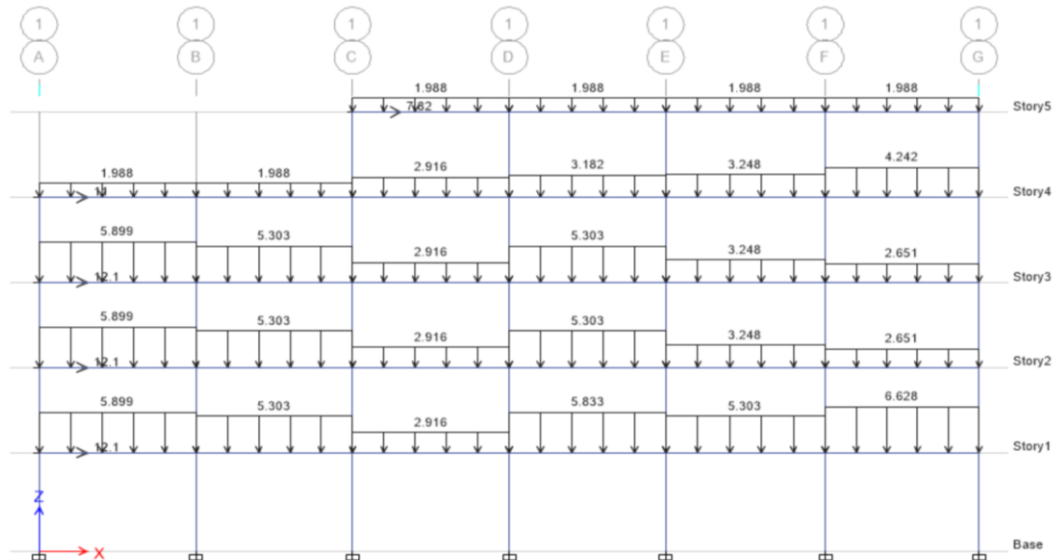


Figura 2.5: Carga viva distribuida (Ton/m) en pórtico 2
Fuente: Etabs

Tabla 2.4: Anchos tributarios pórtico 3

Pórtico 3	Ancho tributario
Planta 1	3,16 m
Planta 2	3,16 m

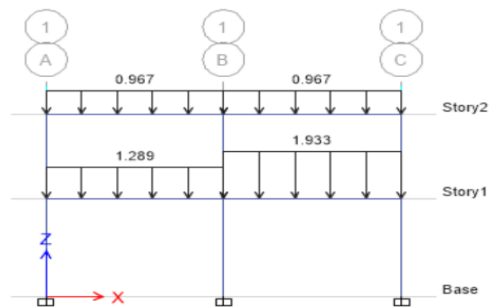


Figura 2.6: Carga viva distribuida (Ton/m) en pórtico 3
Fuente: Etabs

2.1.2 Cargas muertas y permanentes

Con respecto a la carga muerta ingresada en cada pórtico, se realizó una estimación de la misma, basado en la tabla que se presenta a continuación:

Tabla 2.5: Carga muerta

Carga muerta	
Losa	350 kg/m ²
Pared	140 kg/m ²
Acabados	50 kg/m ²

En la siguiente tabla se presenta las diferentes masas en Toneladas, ingresadas en cada piso, esto con el propósito de realizar un análisis modal, mismo que nos permitirá saber el período de vibración fundamental de los pórticos en análisis.

Tabla 2.6: Masas por planta del pórtico 1

Pórtico 1	Masa de cada planta (toneladas)
Planta 1	0,12
Planta 2	0,12
Planta 3	0,12
Planta 4	0,08

Tabla 2.7: Masas por planta del pórtico 2

Pórtico 2	Masa de cada planta (toneladas)
Planta 1	0,12 Ton
Planta 2	0,12 Ton
Planta 3	0,12 Ton
Planta 4	0,11 Ton
Planta 5	0,08 Ton

Tabla 2.8: Masas por planta del pórtico 3

Pórtico 3	Masa de cada planta (toneladas)
Planta 1	0,019
Planta 2	0,012

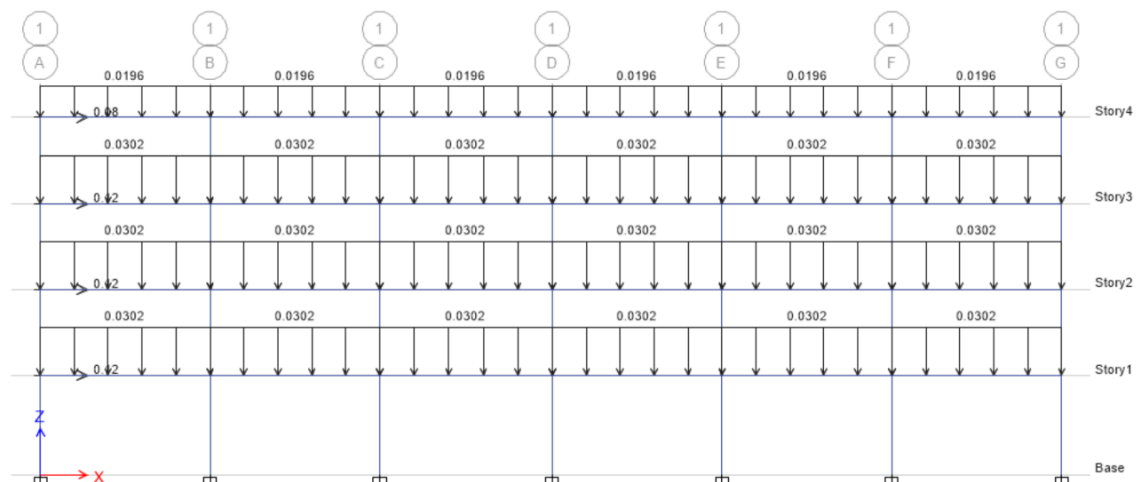


Figura 2.7: Carga muerta distribuida (Ton/cm) en pórtico 1
Fuente: Etabs

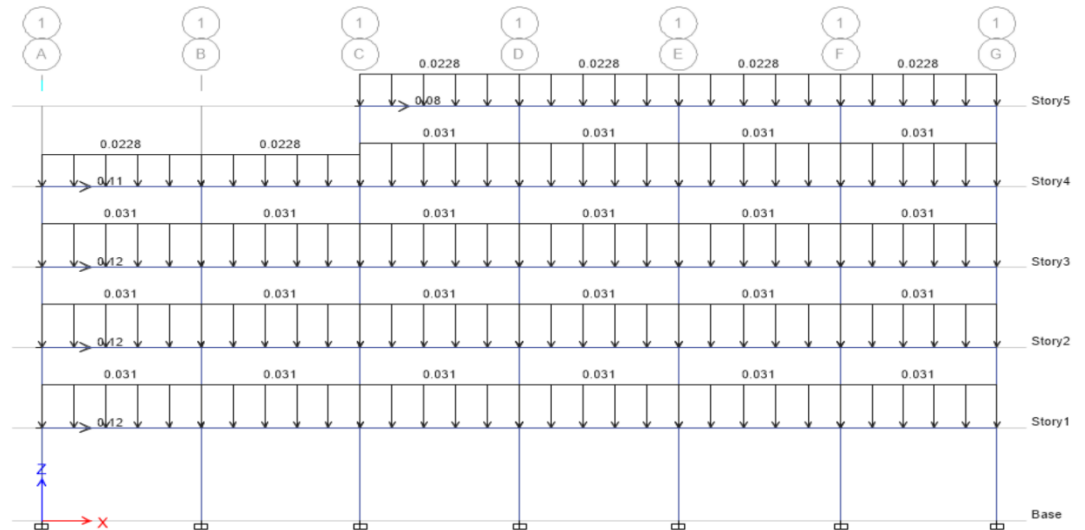


Figura 2.8: Carga muerta distribuida (Ton/cm) en pórtico 2
Fuente: Etabs

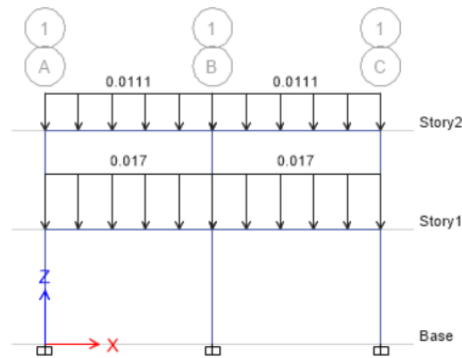


Figura 2.9: Carga muerta distribuida (Ton/cm) en pórtico 3
Fuente: Etabs

2.2 Modelado de la estructura en OpenSees (análisis dinámico lineal)

2.2.1 Espectro de diseño

El espectro de diseño, es el que reporta la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15 para un perfil de suelo tipo C, ya que el hospital se encuentra ubicado en una alta zona sísmica, con una aceleración esperada de 0,25 g cuyo factor de importancia es de 1,5.

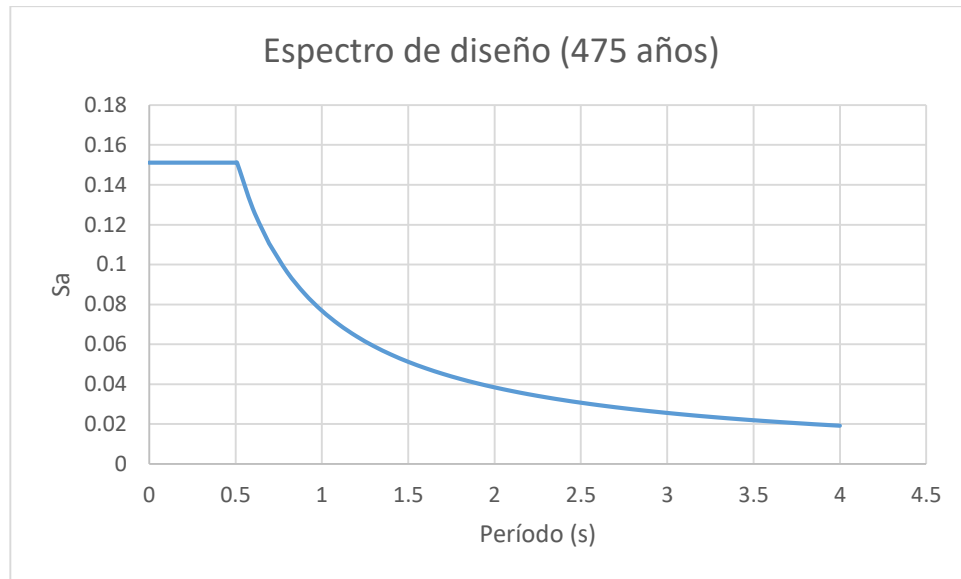


Figura 2.10: Espectro de diseño para un período de retorno de 475 años dividido para el factor de reducción de resistencia sísmica $R=8$

2.2.2 Determinación del período de vibración T

El período de vibración es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación. (NEC - Peligro Sísmico, 2014).

El período fundamental T , basado en las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, puede ser calculado por medio de un análisis modal.

Mediante el software OpenSees se realizó el análisis modal sin fibras de la estructura; para el análisis se tomó en cuenta los siguientes parámetros: la carga muerta de la estructura, geometría de la misma, área, inercia y densidad de cada sección (vigas-columnas), para obtener el peso propio de los elementos estructurales.

Mediante el análisis modal se obtuvieron los períodos de vibración, incluido el período de vibración fundamental, de los pórticos analizados, cuyos resultados se presentan a continuación:

Tabla 2.9: Períodos de vibración de pórticos analizados

PÓRTICO	Período de vibración fundamental (s)
PÓRTICO 1	0,6861
PÓRTICO 2	0,8049
PÓRTICO 3	0,5543

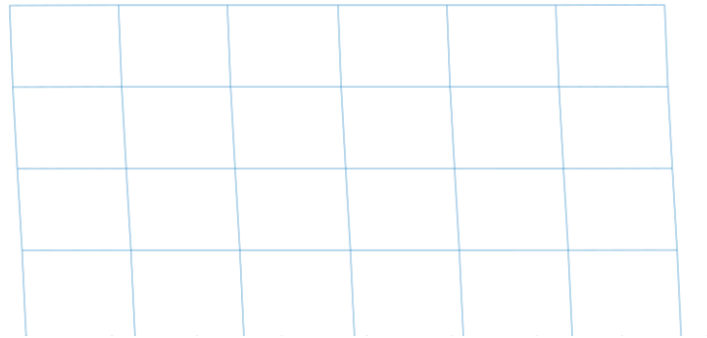


Figura 2.11: Primer modo de vibración - pórtico 1

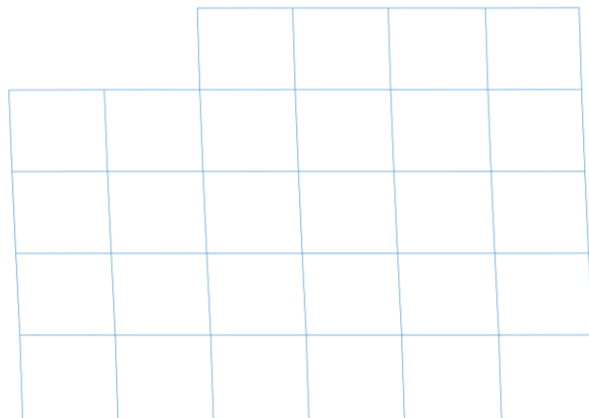


Figura 2.12: Primer modo de vibración - pórtico 2

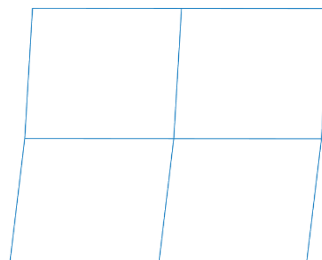


Figura 2.13: Primer modo de vibración - pórtico 3

2.2.3 Análisis dinámico lineal

Con los períodos fundamentales de cada pórtico, obtenidos de OpenSees se procedió a realizar un análisis dinámico lineal, para ello se seleccionaron 3 sismos registrados en el año 2016, los mismos que fueron proporcionados por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

Primero se procedió a escalar los espectros sísmicos seleccionados (Figura 2.14) de acuerdo al método propuesto por el (ASCE, 7-10) para lograr que las aceleraciones espectrales de cada sismo, coincidan con la del espectro de diseño en un rango de 0,2T a 1,5T (Figura 2.15) de acuerdo al período fundamental del pórtico en estudio y de esta manera se obtuvo un factor de escala para cada sismo, mismo a ser utilizado en el análisis dinámico lineal.

El espectro de diseño utilizado para el análisis lineal fue para un período de retorno de 475 años (Figura 2.10) dividido para el factor de reducción de resistencia sísmica $R=8$.

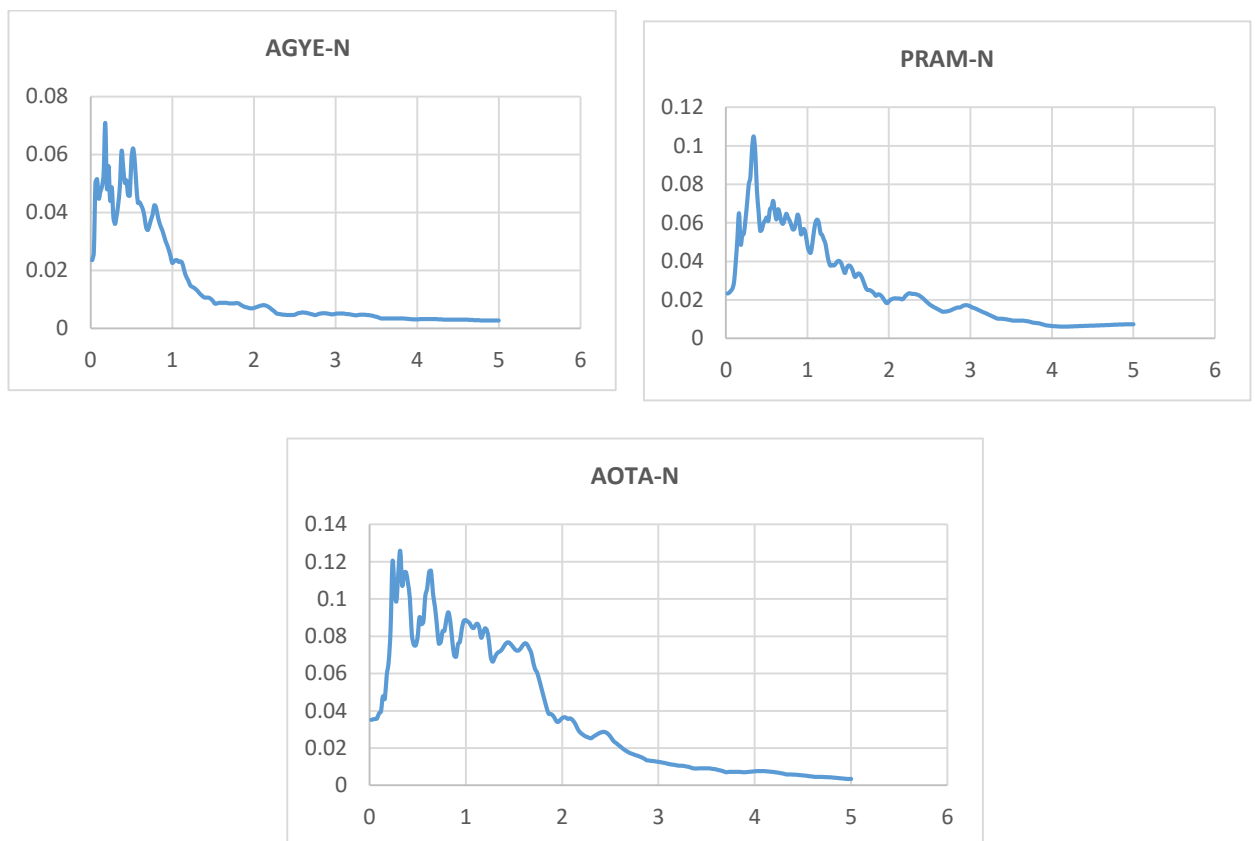
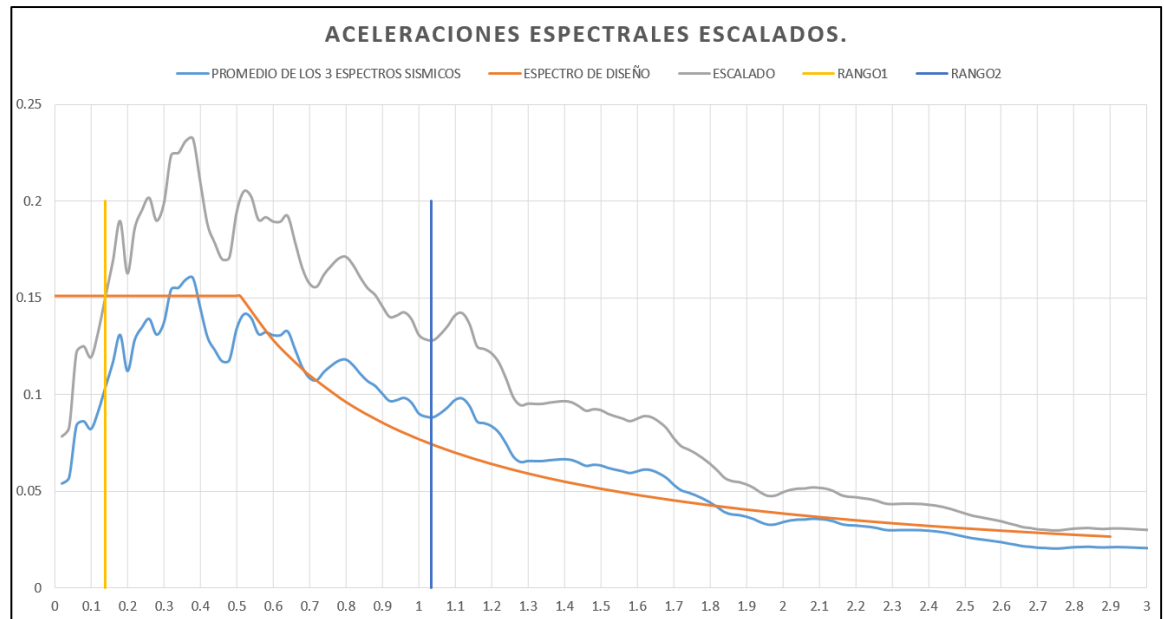


Figura 2.14: Aceleraciones espectrales de los 3 sismos seleccionados
Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

Figura 2.15: Promedio de espectros sísmicos escalado en un rango de $0.2T$ - $1.5T$

2.2.3.1 Factores de escala de los sismos

Tabla 2.10: Factores de escala – pórtico 1

Período fundamental	T	0,69			
	T	sa	FPS	SS	Factor de escala
Espectro de diseño	0,69	0,11149217			
Espectro AGYE-N	0,69	0,0344	3,24105157	1,45	4,699524772
Espectro PRAM-N	0,69	0,06	1,8582029	1,45	2,694394203
Espectro AOTA-N	0,69	0,0911	1,22384384	1,45	1,774573569

Tabla 2.11: Factores de escala – pórtico 2

Período fundamental	T	0,8			
	T	sa	FPS	SS	Factores de escala
Espectro de diseño	0,8	0,096162			
Espectro AGYE-N	0,8	0,0419	2,2950358	1,68	3,855660143
Espectro PRAM-N	0,8	0,059	1,62986441	1,68	2,738172203
Espectro AOTA-N	0,8	0,0893	1,07684211	1,68	1,809094737

Tabla 2.12: Factores de escala – pórtico 3

Período fundamental	T	0,55			
	T	sa	FPS	SS	Factor de escala
Espectro de diseño	0,55	0,139872			
Espectro AGYE-N	0,55	0,0539	2,59502783	1,79	4,645099814
Espectro PRAM-N	0,55	0,0675	2,07217778	1,79	3,709198222
Espectro AOTA-N	0,55	0,08705	1,60680069	1,79	2,876173234

Una vez obtenidos los factores de escala para cada período de los diferentes pórticos, se realizó un análisis dinámico lineal con los 3 sismos (Figura 2.16) correspondiente a los espectros sísmicos.

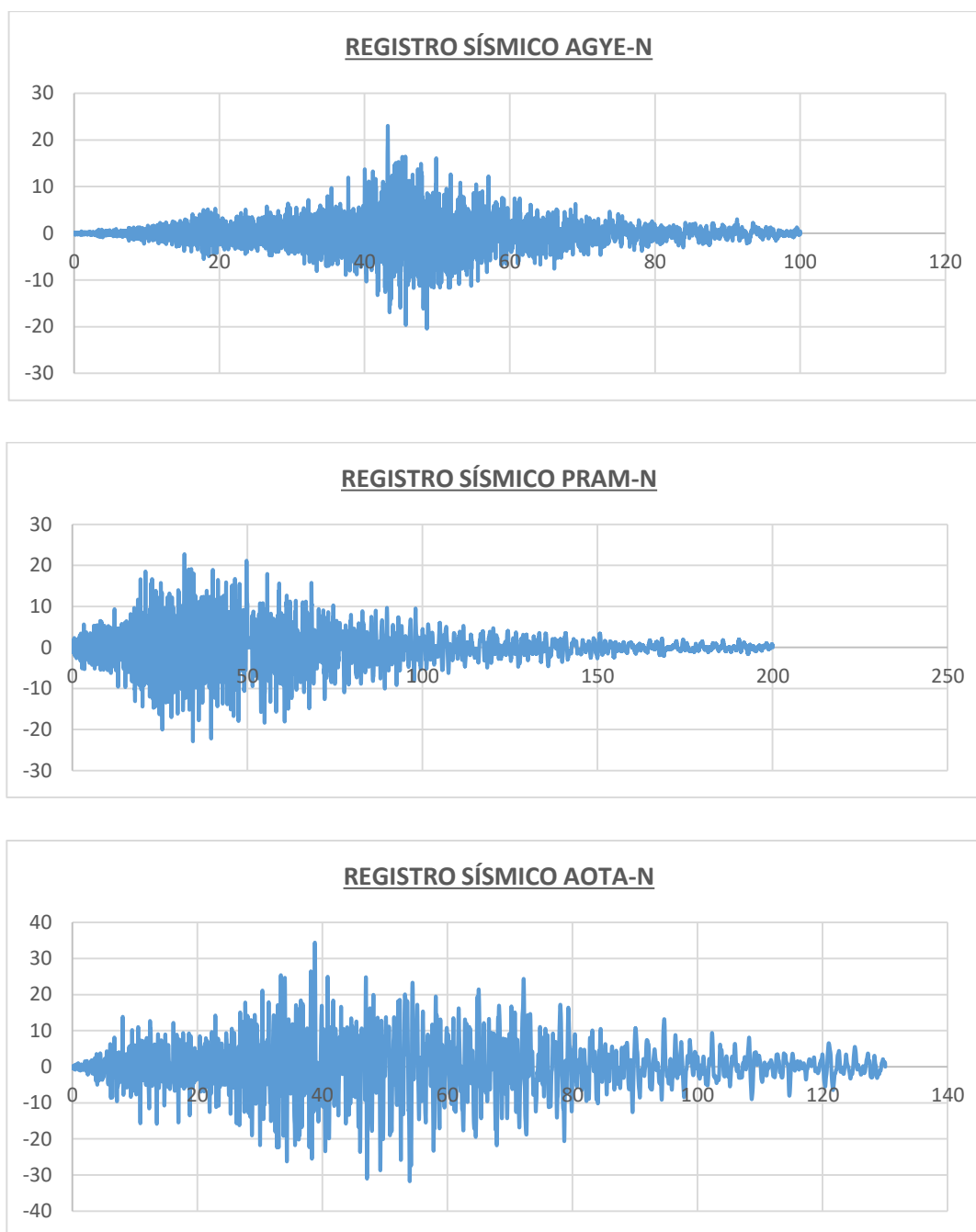


Figura 2.16: Registros sísmicos correspondientes a los espectros sísmicos
Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

2.2.3.2 Desplazamientos y derivas (pórtico 1)

A continuación, se presentan las derivas de cada piso y desplazamientos en el último piso del pórtico 1, obtenidos tras realizarse un análisis dinámico lineal con los 3 sismos escogidos para el análisis.

- **Desplazamientos en el último piso del pórtico 1 analizado con los 3 sismos.**

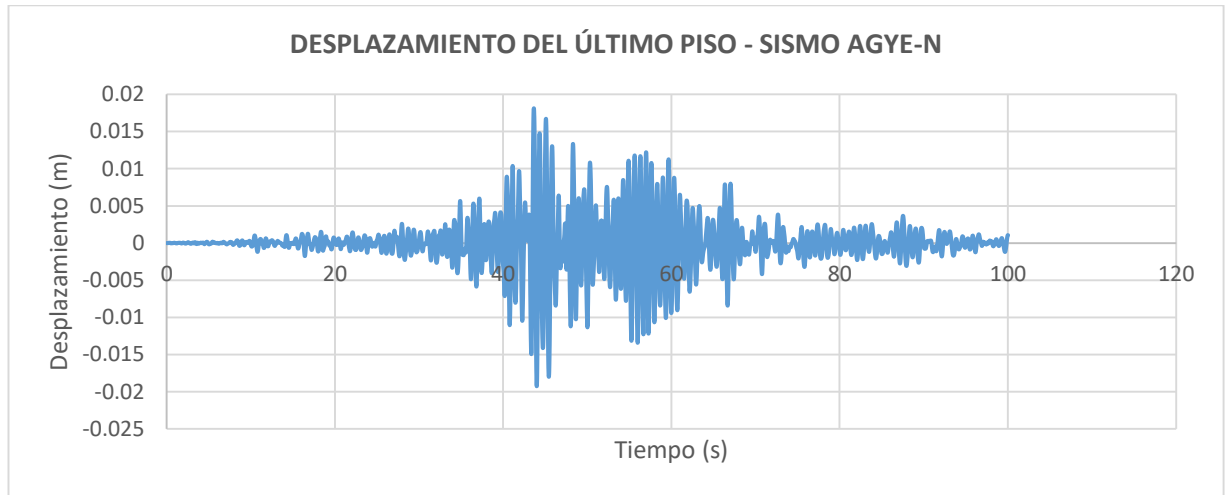


Figura 2.17: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1 – SISMO AGYE-N
Fuente: OpenSees

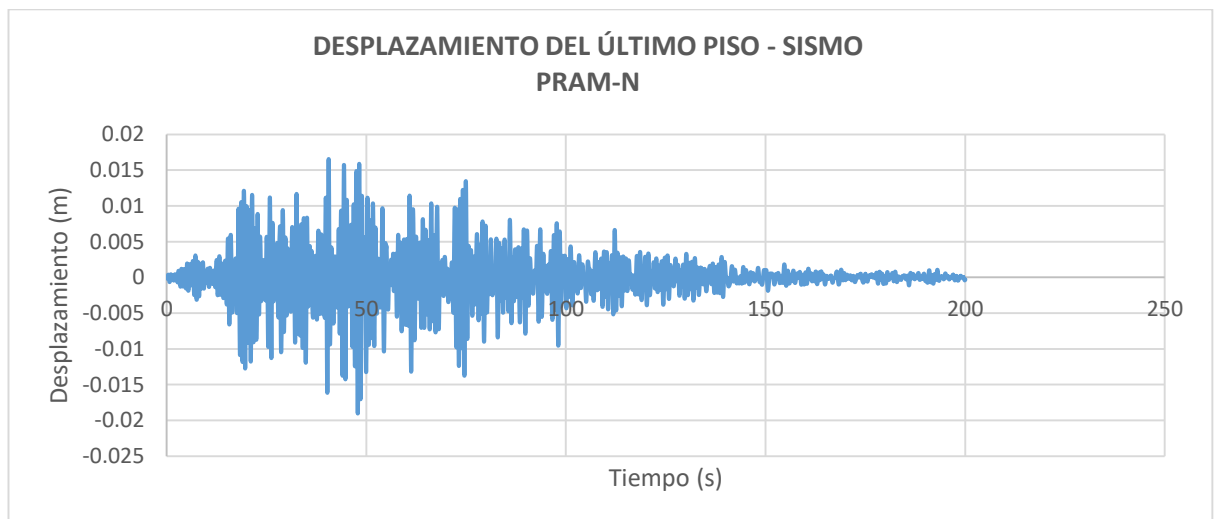


Figura 2.18: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1 – SISMO PRAM-N
Fuente: OpenSees

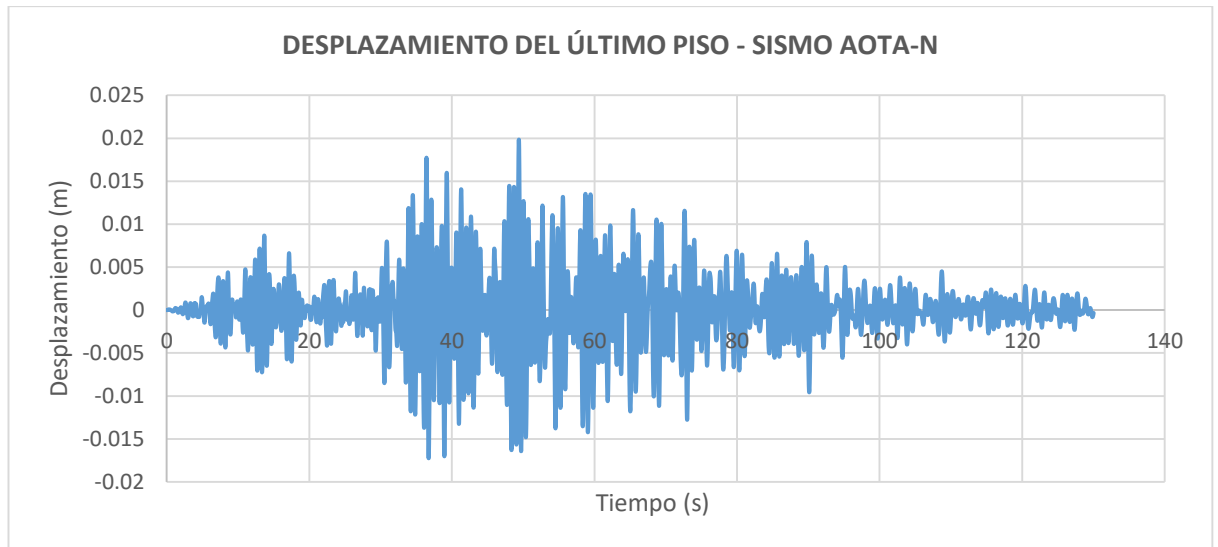


Figura 2.19: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1 – SISMO AOTA-N

Fuente: OpenSees

Tabla 2.13: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1

<u>PÓRTICO 1</u>	<u>Desplazamiento en el último piso del pórtico</u>
SISMO AGYE-N	1,93 cm
SISMO PRAM-N	1,90 cm
SISMO AOTA-N	1,98 cm

- **Resultados de las derivas de piso para el pórtico 1 obtenidas de OpenSees.**

Tabla 2.14: Máximas derivas por piso - pórtico 1

<u>PÓRTICO 1</u>	<u>Derivas con sismo AGYE-N</u>	<u>Derivas con sismo PRAM-N</u>	<u>Derivas con sismo AOTA-N</u>
Planta 1	0,82%	0,82%	0,81%
Planta 2	0,99%	1%	1,02%
Planta 3	0,96%	0,93%	0,88%
Planta 4	0,81%	0,67%	0,76%

Tras realizarse el análisis dinámico lineal, se puede observar que las máximas derivas ocurren entre la primera planta alta y la segunda planta alta. Sin embargo, la máxima deriva obtenida en este análisis es de 1,02%, siendo este valor menor al 2% que es la deriva máxima permitida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras de hormigón armado.

2.2.3.3 Desplazamientos y derivas (pórtico 2)

A continuación, se presentan las derivas y desplazamientos en el último piso del pórtico 2, obtenidos tras realizarse un análisis dinámico lineal con los 3 sismos escogidos para el análisis.

- **Desplazamientos en el último piso del pórtico 2 analizado con los 3 sismos.**

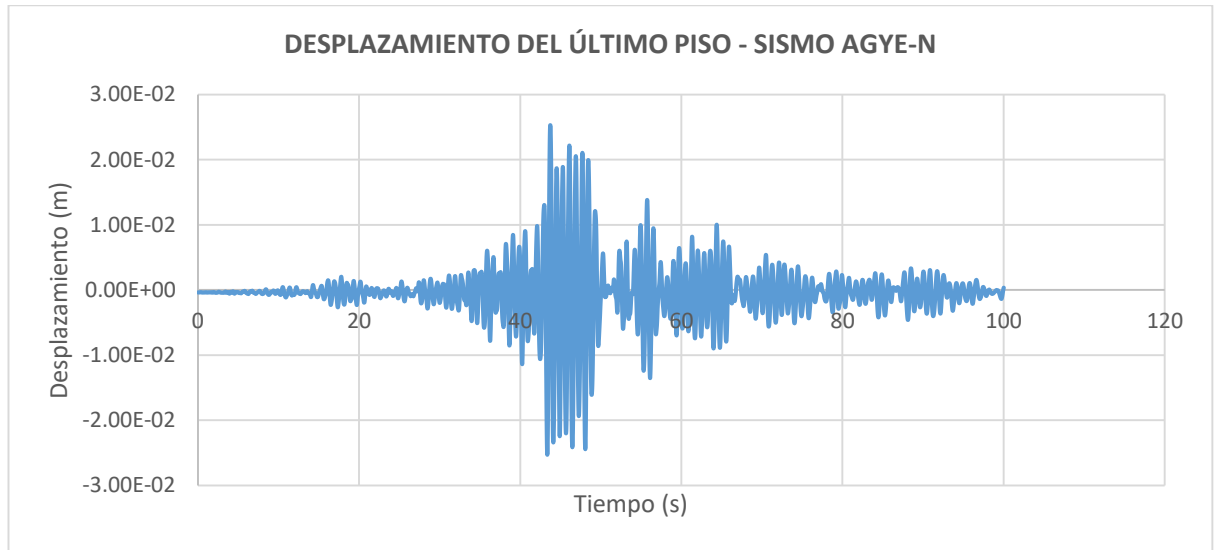


Figura 2.20: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2 – SISMO AGYE-N
Fuente: OpenSees

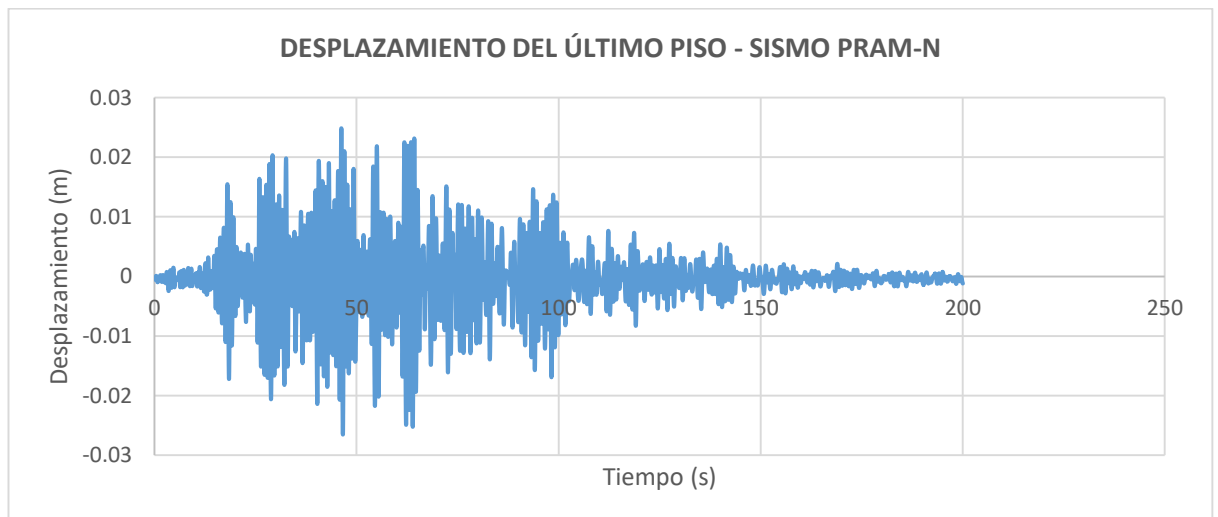


Figura 2.21: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2 – SISMO PRAM-N
Fuente: OpenSees

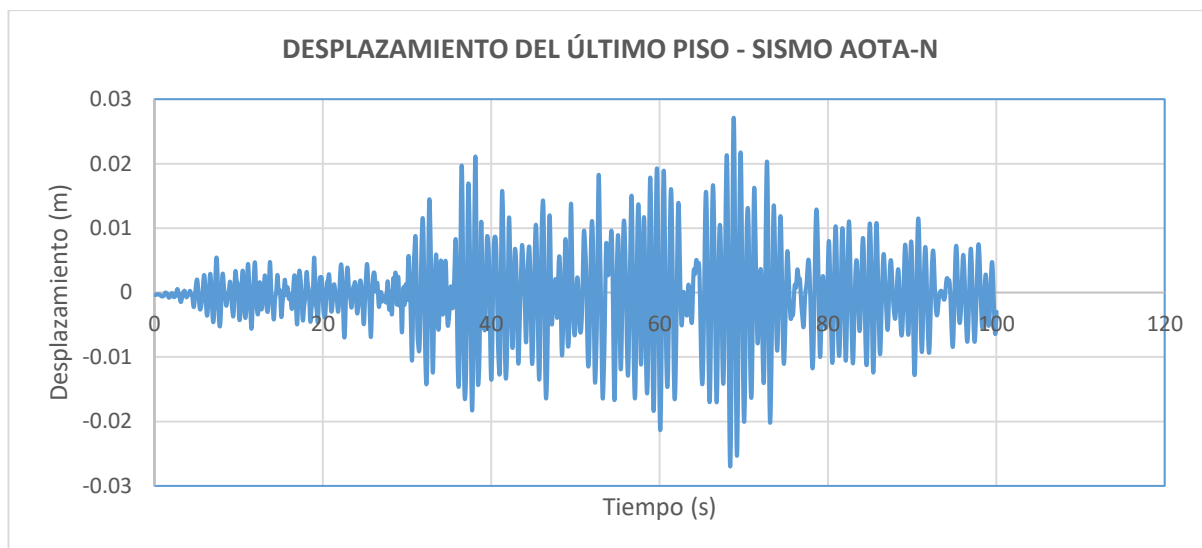


Figura 2.22: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2 – SISMO AOTA-N
Fuente: OpenSees

Tabla 2.15: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2

<u>PÓRTICO 2</u>	<u>Desplazamiento en el último piso del pórtico</u>
SISMO AGYE-N	2,53 cm
SISMO PRAM-N	2,65 cm
SISMO AOTA-N	2,70 cm

- **Resultados de las derivas de piso para el pórtico 2 obtenidas de OpenSees**

Tabla 2.16: Máximas derivas por piso - pórtico 2

<u>PÓRTICO 2</u>	<u>Derivas con sismo AGYE-N</u>	<u>Derivas con sismo PRAM-N</u>	<u>Derivas con sismo AOTA-N</u>
Planta 1	0,86%	0,79%	0,83%
Planta 2	1,24%	1,21%	1,23%
Planta 3	1,12%	1,14%	1,15%
Planta 4	0,99%	0,96%	0,97%
Planta 5	0,90%	0,82%	0,76%

Tras el análisis dinámico lineal se obtuvo que la máxima deriva es de 1,24%, producida al realizarse el análisis con el sismo AGYE-N; sin embargo cumple con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en la que la máxima deriva permitida es 2%.

2.2.3.4 Desplazamientos y derivas (pórtico 3)

A continuación, se presentan las derivas y desplazamientos en el último piso del pórtico 3, obtenidos tras realizarse un análisis dinámico lineal con los 3 sismos escogidos para el análisis.

- **Deformaciones en el último piso del pórtico 3 analizado con los 3 sismos**

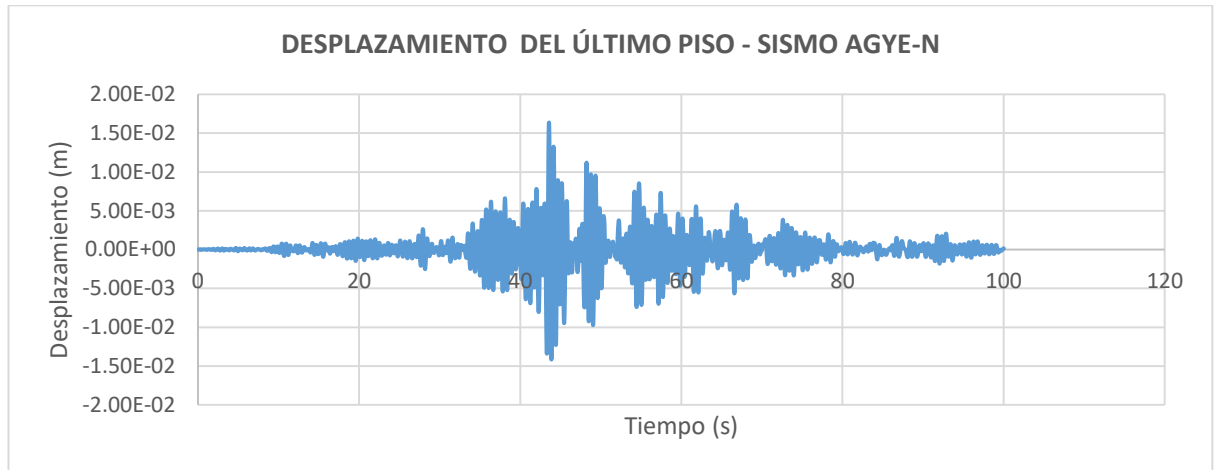


Figura 2.23: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3 – SISMO AGYE-N
Fuente: OpenSees

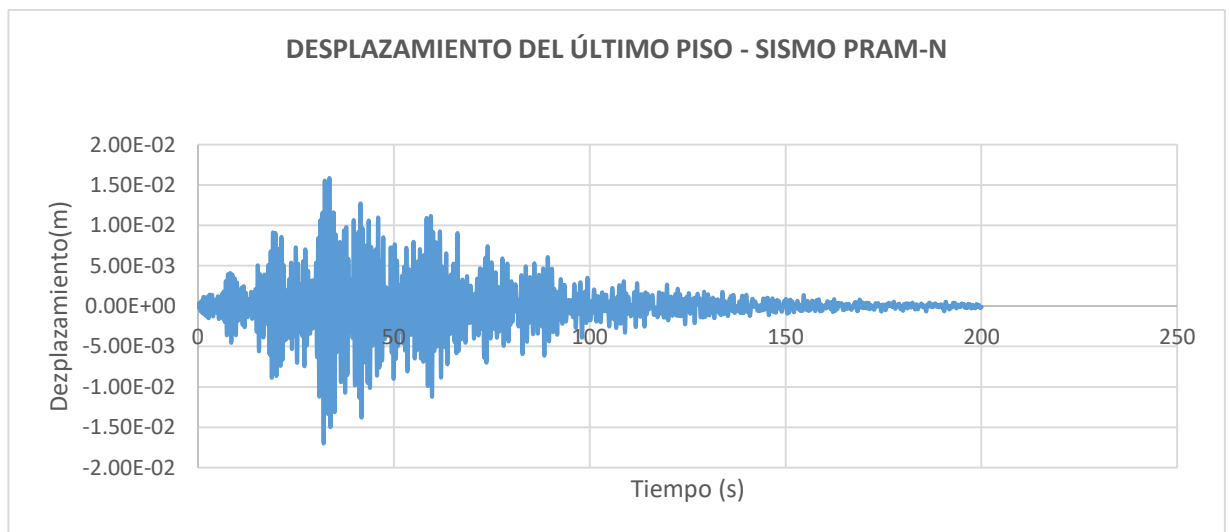


Figura 2.24: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3 – SISMO PRAM-N
Fuente: OpenSees

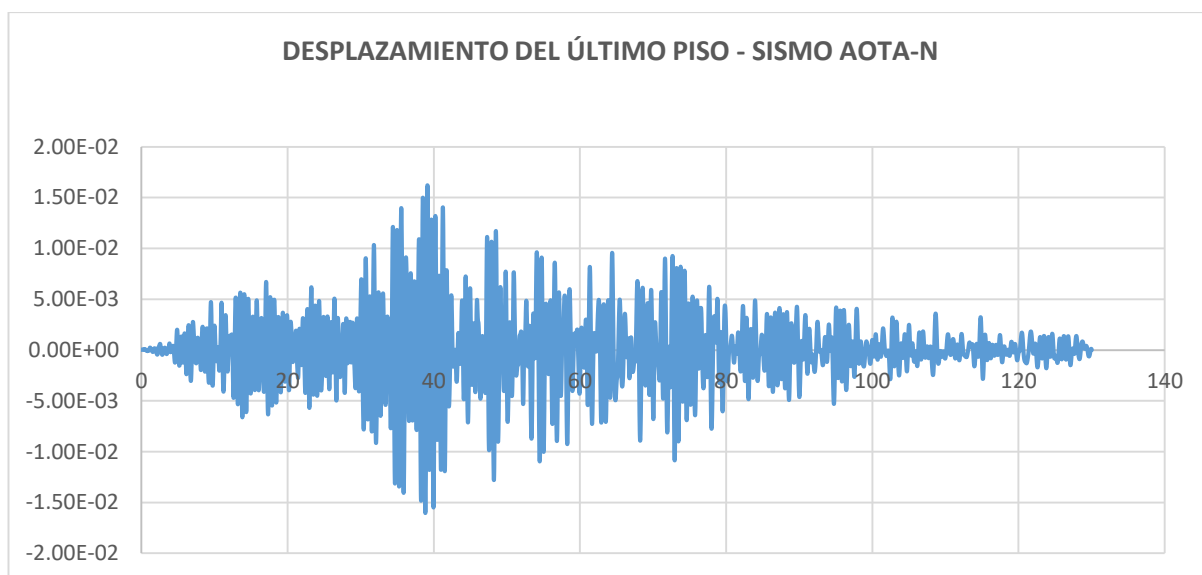


Figura 2.25: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3 – SISMO AOTA-N
Fuente: OpenSees

Tabla 2.17: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3

<u>PÓRTICO 3</u>	<u>Desplazamiento en el último piso del pórtico</u>
SISMO AGYE-N	1,64 cm
SISMO PRAM-N	1,70 cm
SISMO AOTA-N	1,60 cm

- **Resultados de las derivas de piso para el pórtico 3 obtenidas de OpenSees**

Tabla 2.18: Máximas derivas por piso - pórtico 3

<u>PÓRTICO 3</u>	<u>Derivas con sismo AGYE-N</u>	<u>Derivas con sismo PRAM-N</u>	<u>Derivas con sismo AOTA-N</u>
Planta 1	1,82%	1,93%	1,83%
Planta 2	0,93%	0,92%	0,89%

Al término de realizar el análisis dinámico lineal de los 3 pórticos podemos observar que ninguna de las derivas supera el 2% establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, lo que indica que el hospital dentro del rango elástico se comportará en condiciones adecuadas para un período de retorno de 475 años.

En cuanto a las deformaciones del último piso, se observa que el pórtico 2 es el que tiene la mayor deformación (2,70 cm para un sismo AOTA-N) esto debido a que es el pórtico más alto del hospital.

2.2.4 Análisis pushover

Antes de realizar el análisis dinámico no lineal con los 3 sismos seleccionados, se realizó un análisis pushover, el mismo que consiste en aplicar un empuje lateral incremental a la estructura, hasta que llegue al colapso. El análisis muestra como interviene la resistencia de la estructura, representada por la curva de capacidad, que se define como la relación entre las fuerzas laterales y los desplazamientos demandados por las mismas. (Peralta Alvarez, Vargas, & Pujades, 2012).

En el análisis pushover se aplican las cargas en los nodos laterales del modelo. Las fuerzas laterales son monótonas crecientes, aumentando en proporción constante, y tomando como control el desplazamiento en la parte superior del edificio hasta que éste alcance un cierto nivel de deformación. El desplazamiento último puede ser la deformación esperada en el diseño sísmico en el caso de diseñar una nueva estructura, o la deformación correspondiente a un colapso estructural si los fines son la evaluación de una estructura existente. (Peralta Alvarez, Vargas, & Pujades, 2012).

Para realizar este análisis fue necesario obtener las secciones, con sus respectivas características, tal como el acero longitudinal y la resistencia a la compresión de los componentes estructurales, además al modelo se le aplicó una carga de gravedad igual a la sumatoria de la carga muerta más un 25% de la carga viva. También, se consideró el efecto P-delta, mismo que produce un aumento de los esfuerzos internos causado por las cargas axiales en los extremos del elemento cuando éstos se encuentran deformados. El análisis pushover se lo realizó mediante el software libre OpenSees, mismo que nos da como resultado la curva de capacidad (Curva pushover).

Se analizaron los 3 pórticos escogidos anteriormente; además la máxima capacidad obtenida tras este análisis, fue comparada con el cortante basal, a nivel de cargas últimas que se produce en la estructura.

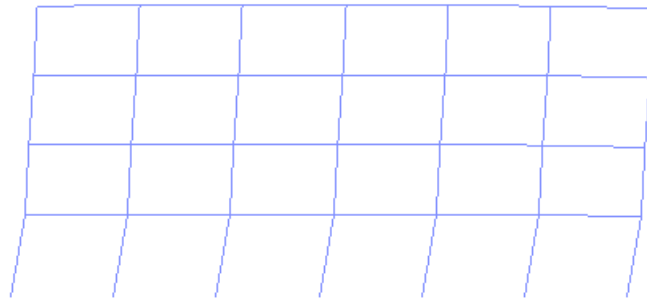


Figura 2.26: Análisis pushover en el pórtico 1
Fuente: OpenSees

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del análisis pushover, junto con el cortante basal de los pórticos analizados.

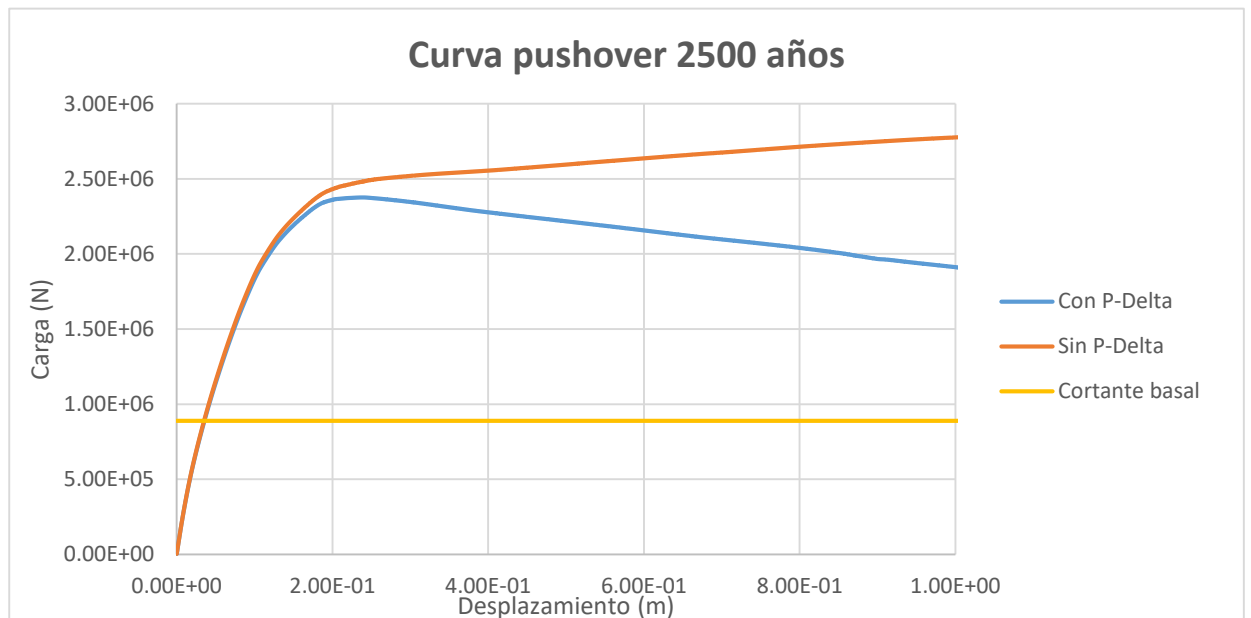


Figura 2.27: Curva pushover y cortante basal - pórtico 1
Fuente: OpenSees

Al analizar los resultados del pórtico 1 se obtiene que el máximo empuje lateral que soportaría el pórtico según la curva pushover con el efecto P-Delta es de 242,20 toneladas, que al compararlo con el cortante basal de diseño calculado según las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) cuyo valor es de 90,61 toneladas, nos muestra que tenemos un margen de seguridad 2,67 veces el cortante basal de diseño.

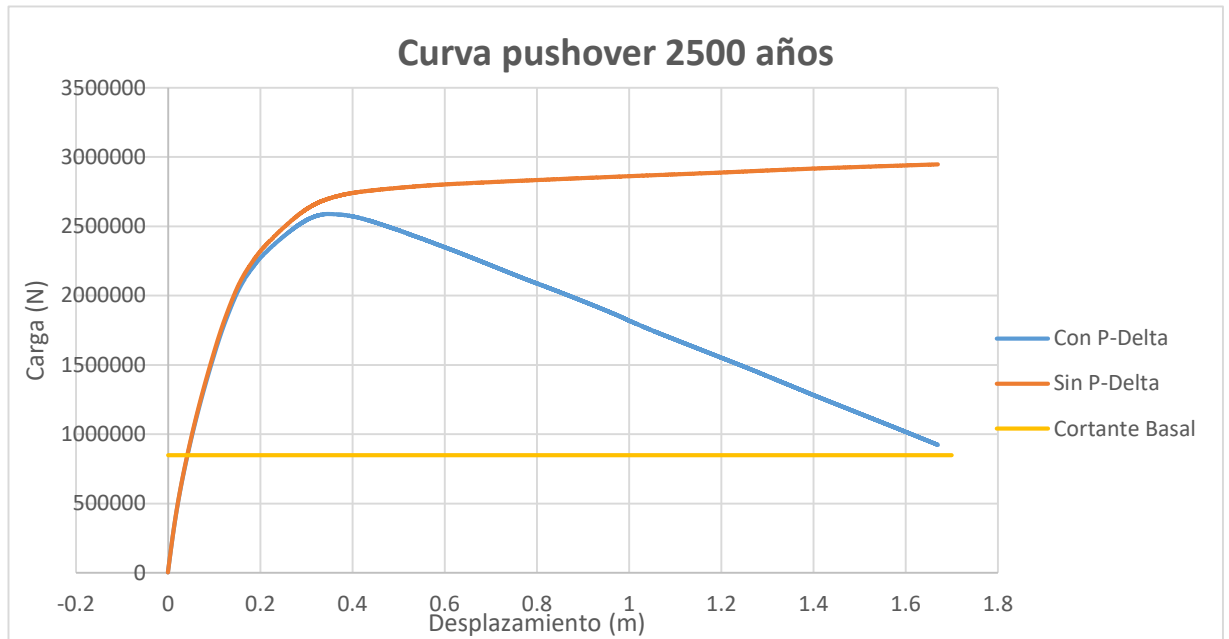


Figura 2.28: Curva pushover y constante basal - pórtico 2
Fuente: OpenSees

Según la (Figura 2.28), la cual muestra los resultados del análisis pushover en el pórtico 2, el máximo empuje lateral que soporta el pórtico 2, obtenido de la curva pushover con el efecto P-Delta, es de 263,94 toneladas, que al compararlo con el cortante basal de diseño cuyo valor es de 86,48 toneladas, da un margen de seguridad de 3,05 veces el cortante basal.

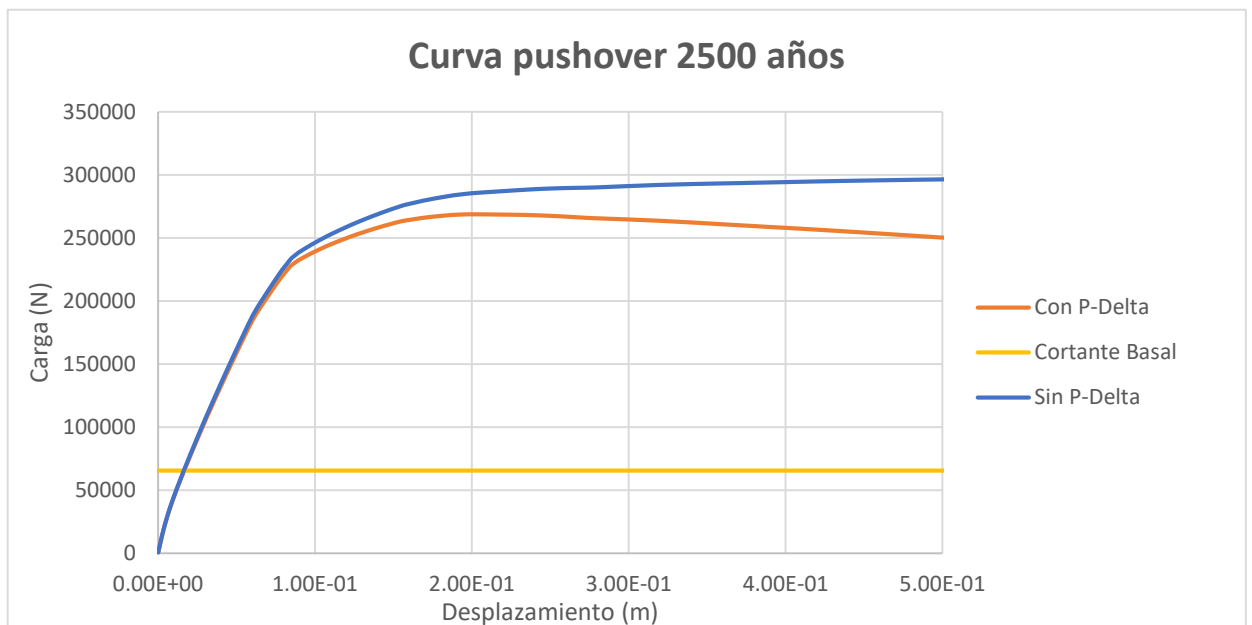


Figura 2.29: Curva pushover y constante basal - pórtico 3
Fuente: OpenSees

Según la (figura 2.29), el máximo empuje lateral que soporta el pórtico 3, obtenido de la curva pushover con el efecto P-Delta, es de 27,41 toneladas que al compararlo con el cortante basal de diseño cuyo valor es de 6,68 toneladas, da un margen de seguridad de 4 veces el cortante basal.

Una vez realizado el análisis pushover de los 3 pórticos, se obtiene que los pórticos analizados tienen un rango de seguridad, ya que resisten por lo menos 2,6 veces el cortante basal; por lo que se procedió a realizar el análisis dinámico no lineal de los pórticos y determinar cuál es el comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

2.2.5 Análisis Dinámico no Lineal

Para el análisis dinámico no lineal la estructura se modela de manera similar al dinámico lineal a diferencia que se incorpora el comportamiento inelástico de los elementos estructurales por las leyes de histéresis. (Peralta Alvarez, Vargas, & Pujades, 2012).

Dentro del análisis dinámico no lineal se obtuvo un nuevo período de vibración de los 3 pórticos, para ello se realizó un análisis modal con fibras (Figura 2.30) de cada pórtico. Al realizar dicho análisis modal se tomó en cuenta las secciones y las resistencias f'_c de hormigón confinado y f'_c del hormigón sin confinar (Figura 2.31) de cada una de las columnas, así como de las vigas; además, es necesario considerar el refuerzo longitudinal para este análisis.

```
# Seccion Rectangular
set C_40X40_2 8
puts "ch1"

[section Fiber $C_40X40_2 {
#Hormigon sin confinar
patch rect $Hdesconf 10 1 [expr $Depth/2] [expr -$Width/2+$cover] [expr -$Depth/2] [expr -$Width/2]
patch rect $Hdesconf 10 1 [expr $Depth/2] [expr $Width/2] [expr -$Depth/2] [expr $Width/2-$cover]
patch rect $Hdesconf 2 1 [expr $Depth/2] [expr $Width/2-$cover] [expr $Depth/2-$cover] [expr -$Width/2+$cover]
patch rect $Hdesconf 2 1 [expr -$Depth/2+$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr -$Depth/2] [expr -$Width/2+$cover]

#Hormigon Confinado
patch rect $Hconf 10 1 [expr $Depth/2-$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr -$Depth/2+$cover] [expr -$Width/2+$cover]
puts "ch2"

#Varillas
layer straight $AsVar 3 $As [expr $Depth/2-$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr $Depth/2-$cover] [expr -$Width/2+$cover]
layer straight $AsVar 2 $As 0 [expr $Width/2-$cover] 0 [expr -$Width/2+$cover]
layer straight $AsVar 3 $As [expr -$Depth/2+$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr -$Depth/2+$cover] [expr -$Width/2+$cover]
}
puts "ch3"
```

Figura 2.30: Fibras para columna de 40x40
Fuente: OpenSees

```

# Seccion Rectangular (Confinada y no Confinada)
# Seccion con fibras
set Width [expr 40*$cm]
set Depth [expr 40*$cm]

# Propiedades Materiales
# Hormigon Confinado
set Hconf 5; #nombre
set fc_conf [expr -300.53*$kgcm2]
set st_conf_max -0.005018;
set fu_conf [expr -211.38*$kgcm2];
set st_conf_ult -0.025441;
uniaxialMaterial Concrete01 $Hconf $fc_conf $st_conf_max $fu_conf $st_conf_ult

# Hormigon Desconfinado
set Hdesconf 6
set fc_unconf [expr -240*$kgcm2];
set st_unconf_max -0.002219;
set fu_unconf [expr -153.21*$kgcm2];
set st_unconf_ult -0.006;
uniaxialMaterial Concrete01 $Hdesconf $fc_unconf $st_unconf_max $fu_unconf $st_unconf_ult

# Acero Varillas
set Es [expr 210000*$kgcm2]
set Fy [expr 4200*$kgcm2]
set AsVar 7; #Identificador del material
set As [expr 2.01*pow($cm,2)]; #Area de cada varilla
uniaxialMaterial Steel01 $AsVar $Fy $Es 0.01

```

Figura 2.31: Resistencia a la compresión f'_c confinado – f'_c sin confinar

Fuente: OpenSees

A continuación, se muestran los períodos fundamentales de vibración de los pórticos en análisis, junto con gráficos que muestran el primer modo de vibración, obtenidos a través del software Matlab.

Tabla 2.19: Períodos de vibración de pórticos analizados

PÓRTICO	Período de vibración fundamental (s)
PÓRTICO 1	0,5635
PÓRTICO 2	0,6431
PÓRTICO 3	0,4426

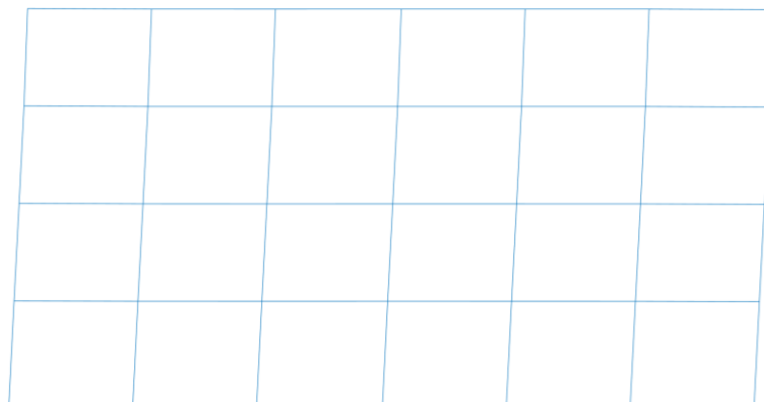


Figura 2.32: Primer modo de vibración - pórtico 1

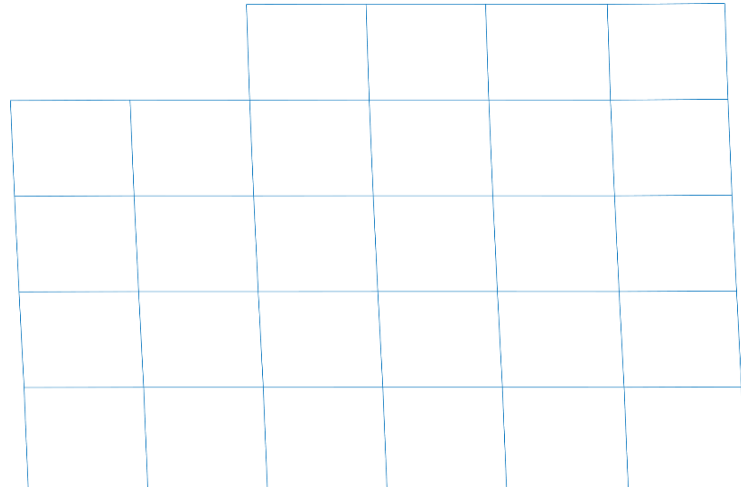


Figura 2.33: Primer modo de vibración - pórtico 2

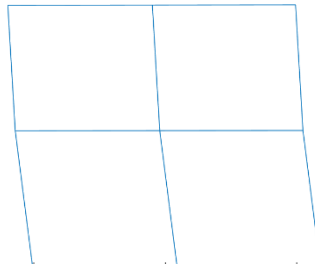


Figura 2.34: Primer modo de vibración - pórtico 3

Con estos nuevos períodos se procedió a escalar basándonos en el método del ASCE 7-10 utilizando los espectros sísmicos mencionados anteriormente, para realizar el escalamiento se trabajó con un espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años, basándonos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción capítulo peligro sísmico.

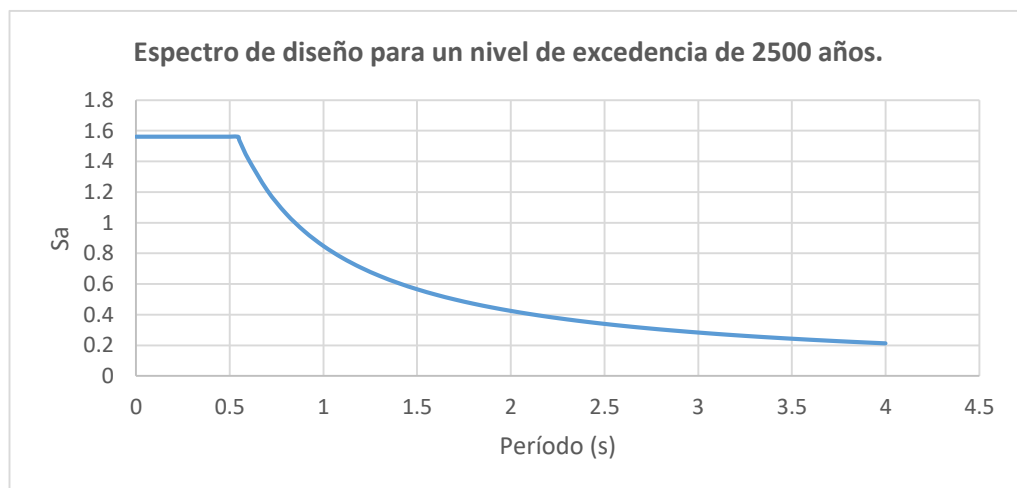


Figura 2.35: Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años

En el análisis dinámico no lineal se utiliza un amortiguamiento del 3%, tal como lo estipula la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de peligro sísmico. (NEC - Peligro Sísmico, 2014).

En el análisis dinámico no lineal del hospital Homero Castanier Crespo, se aplicará el concepto de funcionalidad continua; bajo este criterio las estructuras se diseñan esencialmente elásticas utilizando $R=1$ para el sismo base de diseño. Las derivas se limitan a 0,3% o 0,4% de la altura de los pisos. Es por esto, que el espectro de diseño utilizado en este análisis es dividido para un $R=1$; para asegurar que la mayoría de componentes y equipos mantendrán su capacidad de funcionar después de un terremoto. (Zayas, 2017).

Se realiza un análisis dinámico no lineal a los 3 pórticos en análisis, aplicando los mismos sismos usados anteriormente en el análisis dinámico lineal.

A continuación, se muestran los distintos factores de escala para cada sismo, correspondientes al análisis de cada pórtico dentro del rango inelástico:

Tabla 2.20: Factores de escala – pórtico 1

Período fundamental	T	0,56			
	T	sa		FPS	SS
Espectro de Diseño	0,56	1,51328532			
Espectro AGYE-N	0,56	0,0496		30,5097846	1,65
Espectro PRAM-N	0,56	0,0679		22,2869708	1,65
Espectro AOTA-N	0,56	0,0877		17,2552488	1,65

Tabla 2.21: Factores de escala – pórtico 2

Período fundamental	T	0,64			
	T	sa		FPS	SS
Espectro de Diseño	0,64	1,32			
Espectro AGYE-N	0,64	0,0411		32,1167883	1,59
Espectro PRAM-N	0,64	0,067		19,7014925	1,59
Espectro AOTA-N	0,64	0,115		11,4782609	1,59

Tabla 2.22: Factores de escala – pórtico 3

Período fundamental	T	0,44			
	T	sa	FPS	SS	Factor de escala
Espectro de Diseño	0,44	1,5607632			
Espectro AGYE-N	0,44	0,051	30,6032	1,6	48,96512
Espectro PRAM-N	0,44	0,0564	27,6731064	1,6	44,27697021
Espectro AOTA-N	0,44	0,0811	19,2449223	1,6	30,79187571

Con estos factores de escala obtenidos para cada sismo se procederá a realizar el Análisis Dinámico dentro del rango no Lineal de los 3 pórticos, donde se obtendrán resultados como derivas de cada piso y desplazamientos en el último piso.

2.2.5.1 Desplazamientos y derivas (pórtico 1)

A continuación, se presentan las derivas y desplazamientos en el último piso del pórtico 1, obtenidos tras realizarse un análisis dinámico no lineal con los 3 sismos escogidos para el análisis.

- **Desplazamientos en el último piso del pórtico 1 analizado con los 3 sismos**

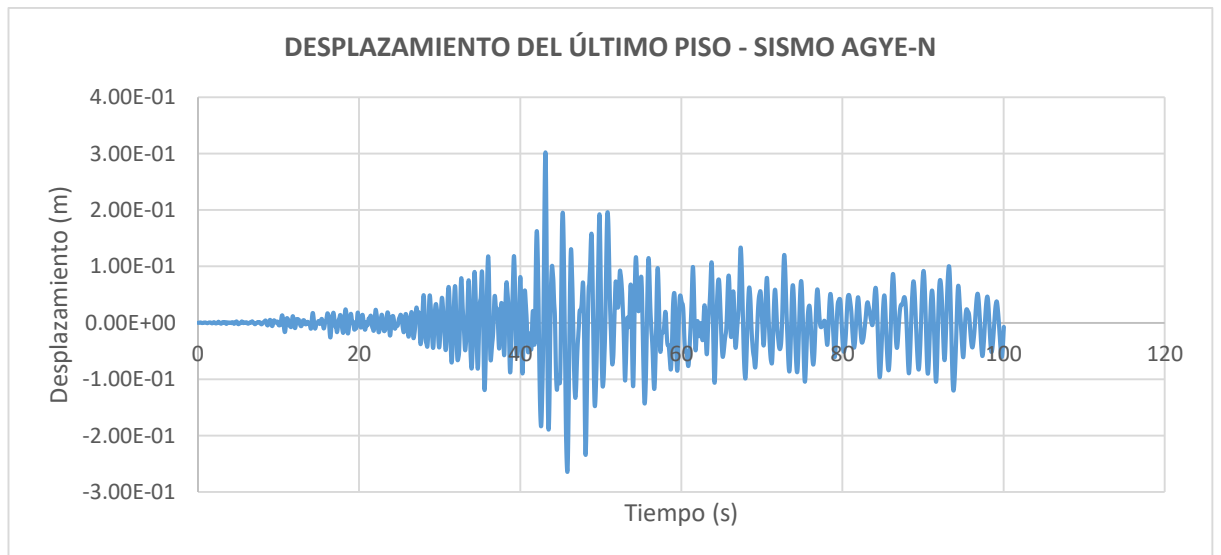


Figura 2.36: Desplazamiento en el último piso del pórtico 1 – análisis dinámico no lineal SISMO AGYE-N

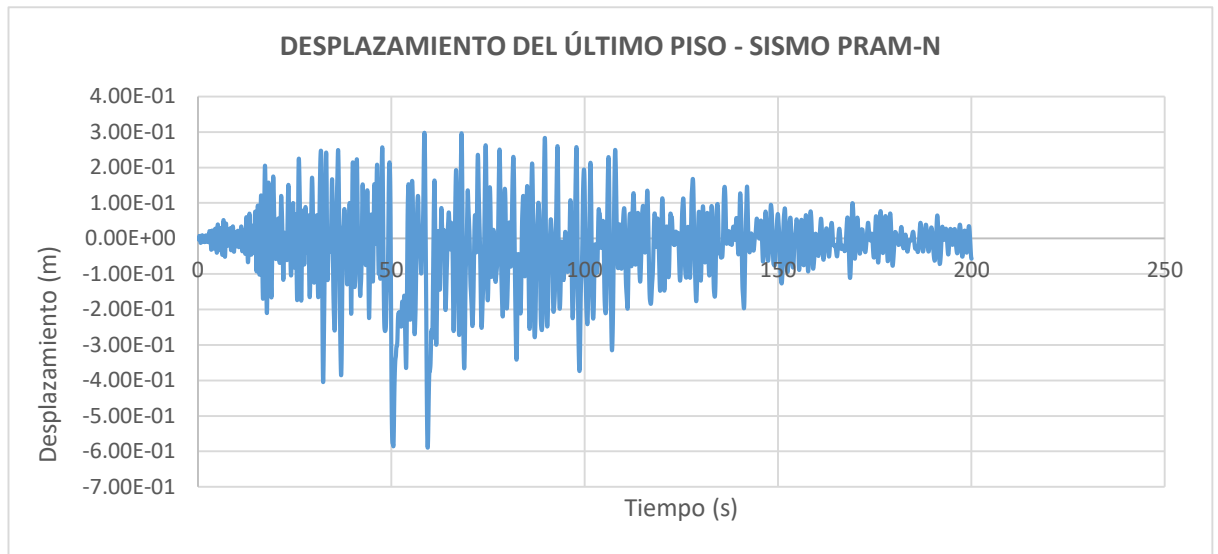


Figura 2.37: Desplazamiento en el último piso del pórtico 1 – análisis dinámico no lineal SISMO PRAM-N

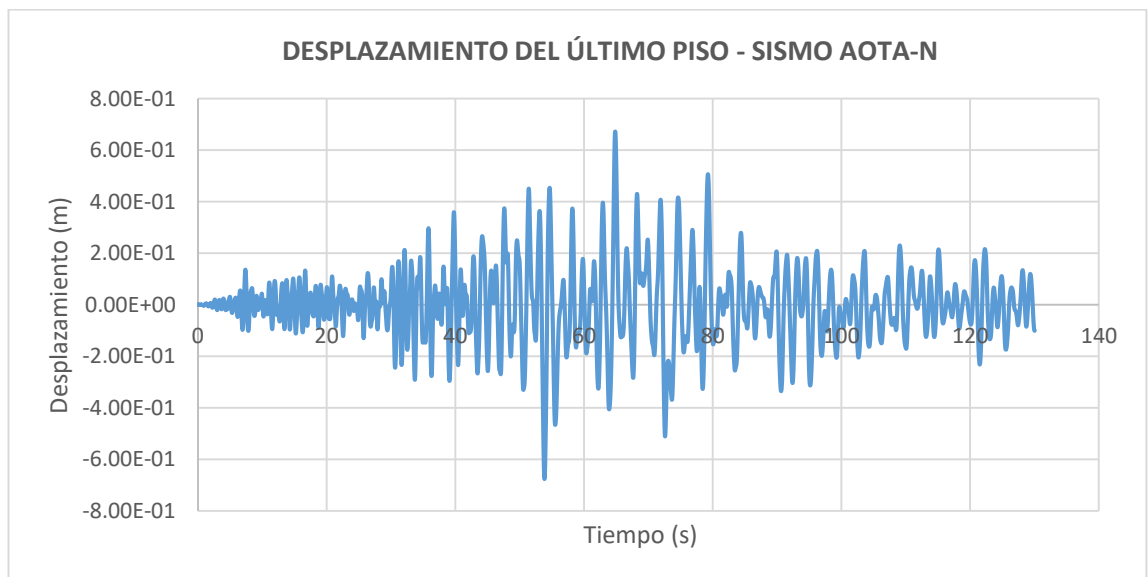


Figura 2.38: Desplazamiento en el último piso del pórtico 1 – análisis dinámico no lineal SISMO AOTA-N

Tabla 2.23: Desplazamientos en el último piso del pórtico 1

<u>PÓRTICO 1</u>	<u>Desplazamiento en el último piso del pórtico</u>
SISMO AGYE-N	30,22 cm
SISMO PRAM-N	58,97 cm
SISMO AOTA-N	67,65 cm

Se pueden observar en la tabla 2.23, que se producen desplazamientos muy altos dentro del rango no lineal, lo que supone un posible colapso de este pórtico.

- **Resultados de las derivas de piso para el pórtico 1 obtenidas de OpenSees**

Tabla 2.24: Máximas derivas por piso - pórtico 1

<u>PÓRTICO 1</u>	<u>Derivas con sismo AGYE-N</u>	<u>Derivas con sismo PRAM-N</u>	<u>Derivas con sismo AOTA-N</u>
1er Piso	3,53%	13,71%	13,57%
2do Piso	1,22%	1,30%	1,55%
3er Piso	2,52%	2,41%	4,06%
4to Piso	2,05%	1,50%	1,91%

Al observar la tabla 2.24, se sabe que, al realizar el análisis dinámico no lineal de la entidad hospitalaria, la máxima deriva que se produce es de 13,57%, misma que ocurre en la primera planta; esto significa que la primera planta de la edificación colapsaría ante un sismo de esta magnitud.

2.2.5.2 Desplazamientos y derivas (pórtico 2)

A continuación, se presentan las derivas y desplazamientos en el último piso del pórtico 2, obtenidos tras realizarse un análisis dinámico no lineal con los 3 sismos escogidos para el análisis.

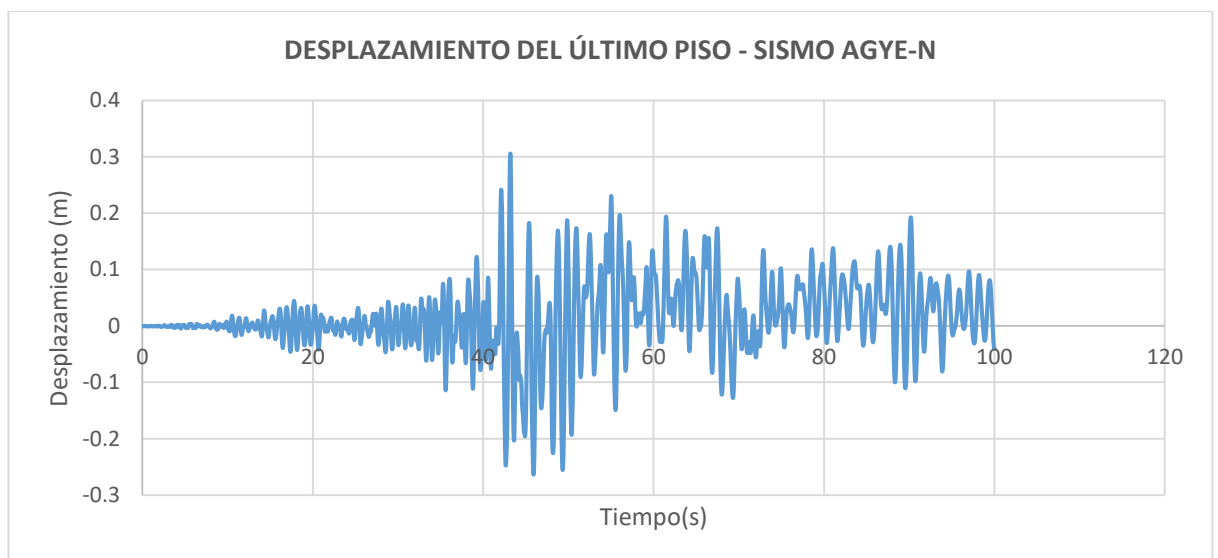


Figura 2.39: Desplazamiento en el último piso del pórtico 2 – análisis dinámico no lineal SISMO AGYE-N

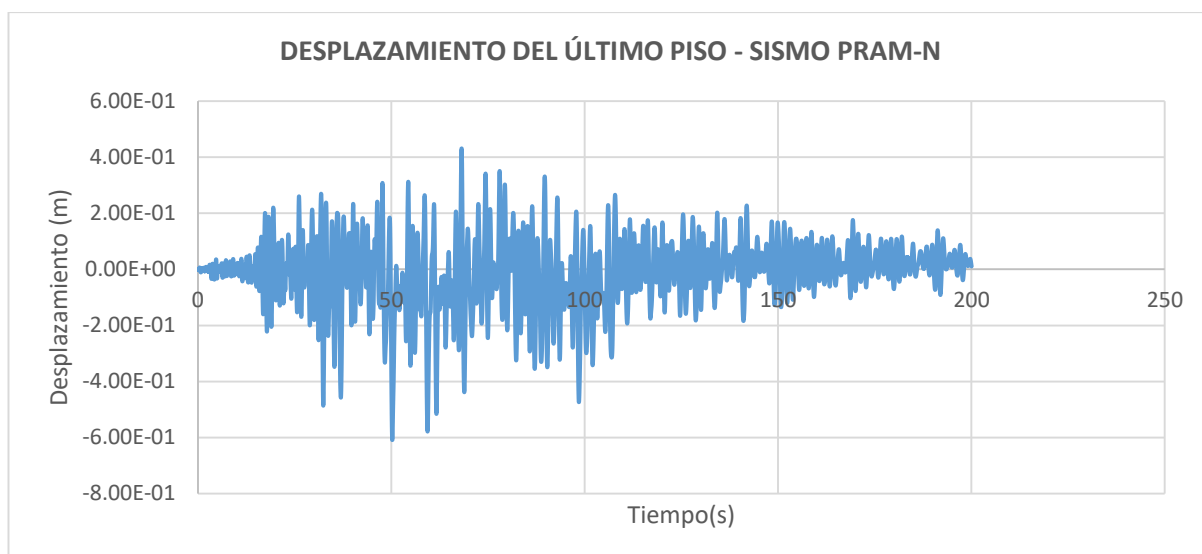


Figura 2.40: Desplazamiento en el último piso del pórtico 2 – análisis dinámico no lineal
SISMO PRAM-N

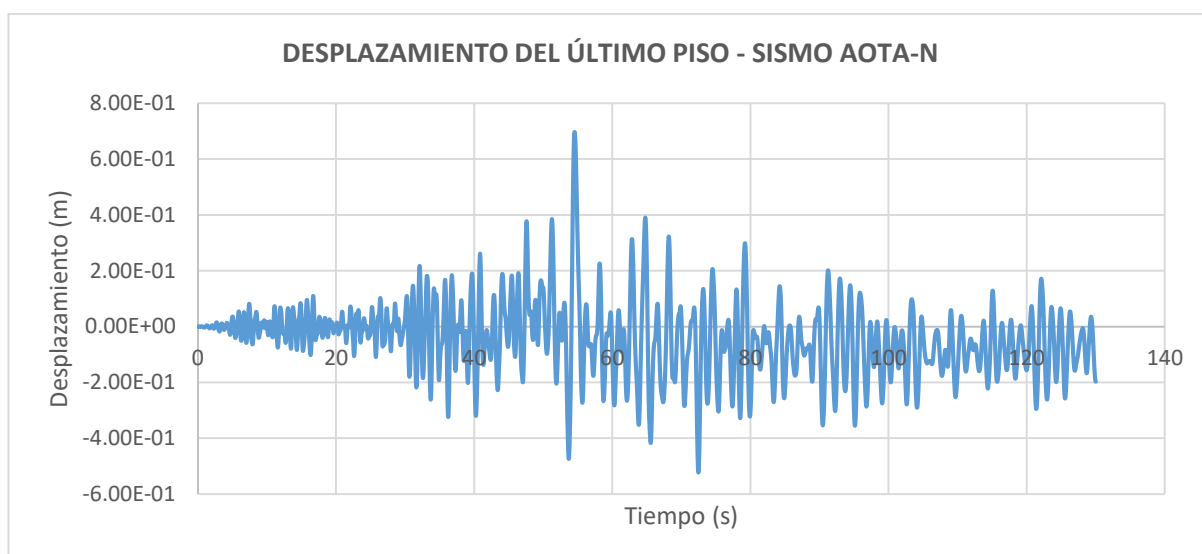


Figura 2.41: Desplazamiento en el último piso del pórtico 2 – análisis dinámico no lineal
SISMO AOTA-N

Tabla 2.25: Desplazamientos en el último piso del pórtico 2

<u>PÓRTICO 2</u>	<u>Desplazamiento en el último piso del pórtico</u>
SISMO AGYE-N	30,55 cm
SISMO PRAM-N	60,91 cm
SISMO AOTA-N	69,66 cm

Como en el pórtico 1 los desplazamientos producidos en éste son muy elevados, significando un peligro alto para el pórtico 2, lo que originaría el colapso de este pórtico.

- **Resultados de las derivas de piso para el pórtico 2 obtenidas de OpenSees**

Tabla 2.26: Máximas derivas por piso - pórtico 2

PÓRTICO 2	Derivas con sismo AGYE-N	Derivas con sismo PRAM-N	Derivas con sismo AOTA-N
1er Piso	2,13%	8,75%	11,22%
2do Piso	1,82%	1,97%	1,79%
3er Piso	1,82%	2,62%	1,88%
4to Piso	2,24%	2,20%	2,27%
5to Piso	5,26%	5,24%	6,80%

Al igual que en el pórtico 1, la máxima deriva se produce en la primera planta (11,22%), produciendo el colapso del mismo; esto podría explicarse debido a que la altura de entrepiso es mayor que la de los entrepisos superiores.

2.2.5.3 Desplazamientos y derivas (pórtico 3)

En el pórtico 3, aunque es el de menor altura en comparación con los otros pórticos analizados, se obtienen grandes desplazamientos y derivas, esto debido a que las secciones de los elementos estructurales son más pequeñas.

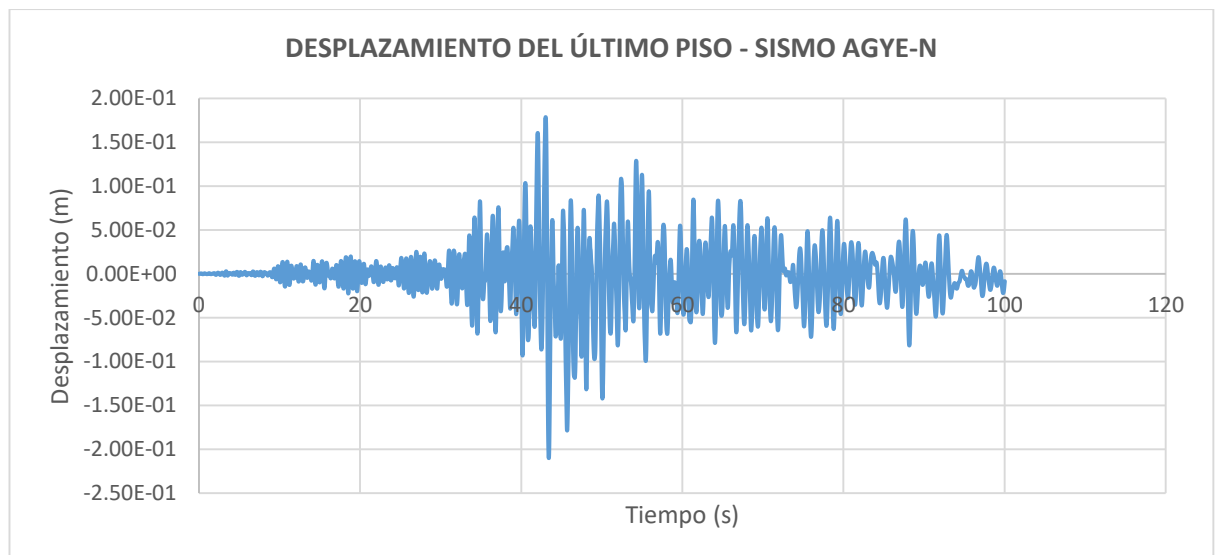


Figura 2.42: Desplazamiento en el último piso del pórtico 3 – análisis dinámico no lineal SISMO AGYE-N

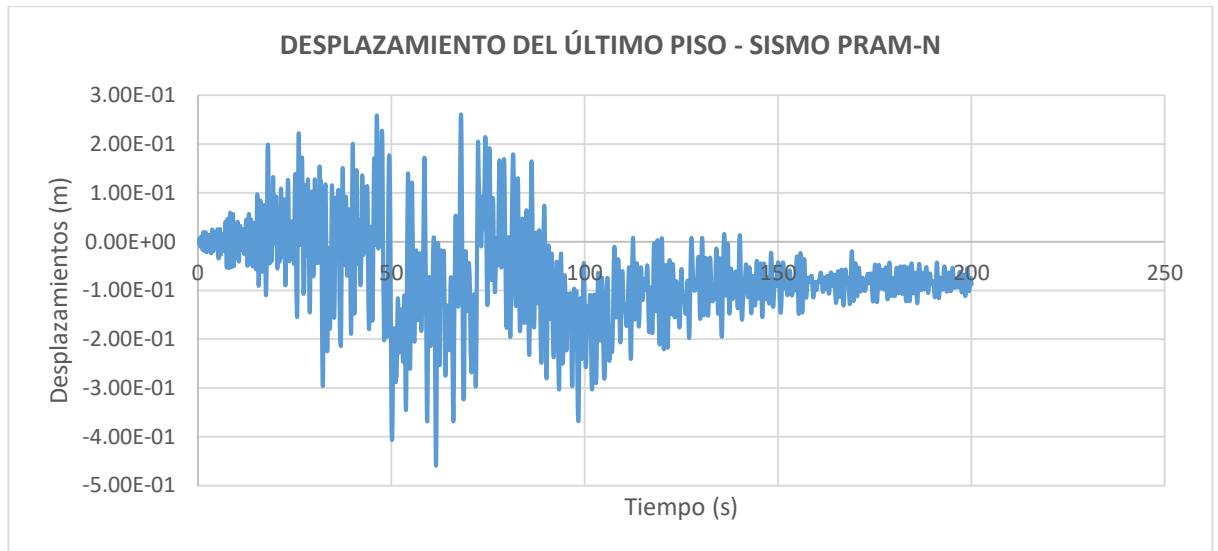


Figura 2.43: Desplazamiento en el último piso del pórtico 3 – análisis dinámico no lineal SISMO PRAM-N

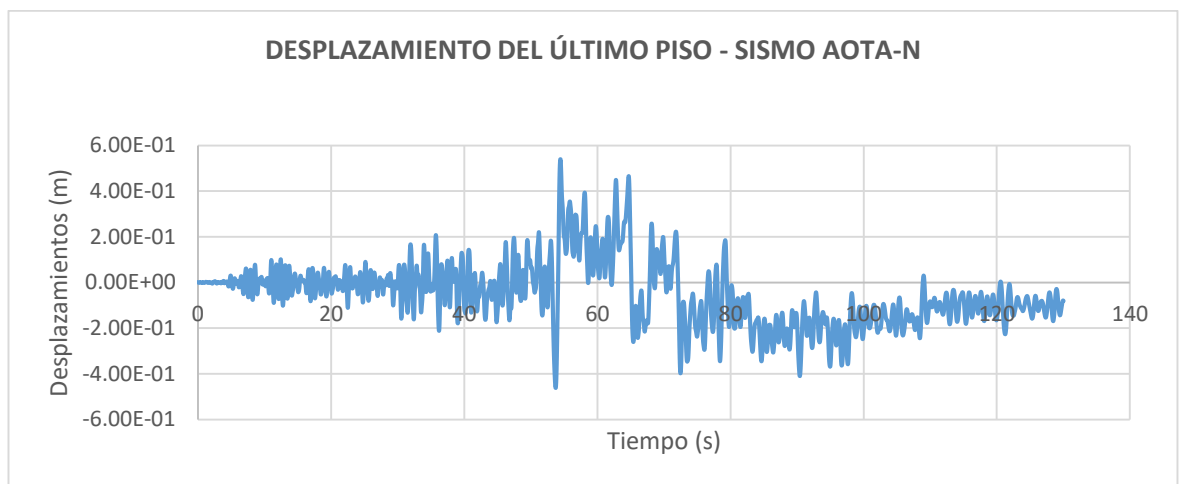


Figura 2.44: Desplazamiento en el último piso del pórtico 3 – análisis dinámico no lineal SISMO AOTA-N

Tabla 2.27: Desplazamientos en el último piso del pórtico 3

<u>PÓRTICO 3</u>	<u>Desplazamiento en el último piso del pórtico</u>
SISMO AGYE-N	21,02 cm
SISMO PRAM-N	45,92 cm
SISMO AOTA-N	53,97 cm

Se puede observar claramente que en la figura 2.43 y 2.44 que los sismos al actuar en este pórtico producen deformaciones residuales que significarían el colapso de dicho pórtico a pesar de ser un pórtico pequeño en relación a los otros 2 pórticos.

- **Resultados de las derivas de piso para el pórtico 3 obtenidas de OpenSees**

Tabla 2.28: Máximas derivas por piso - pórtico 3

<u>PORTICO</u> <u>3</u>	<u>Derivas con sismo</u> <u>AGYE-N</u>	<u>Derivas con sismo</u> <u>PRAM-N</u>	<u>Derivas con sismo</u> <u>AOTA-N</u>
1er Piso	5,19%	11,45%	14,14%
2do Piso	0,78%	1,34%	1,24%

Al realizar el análisis dinámico no lineal al pórtico 3, se obtiene la máxima deriva de 14,14%, lo que significa el colapso de la primera planta del pórtico. Además, se obtiene que el desplazamiento máximo en el último piso es de 53,97 cm, lo que significa que existe golpeteo entre este pórtico y el pórtico 2, debido a que son estructuras adyacentes y la separación entre éstos no es la suficiente para evitar este efecto.

2.2.6 Separación entre estructuras adyacentes

Se deben establecer separaciones mínimas entre estructuras para evitar el martilleo entre estructuras adyacentes, debido a las deformaciones laterales.

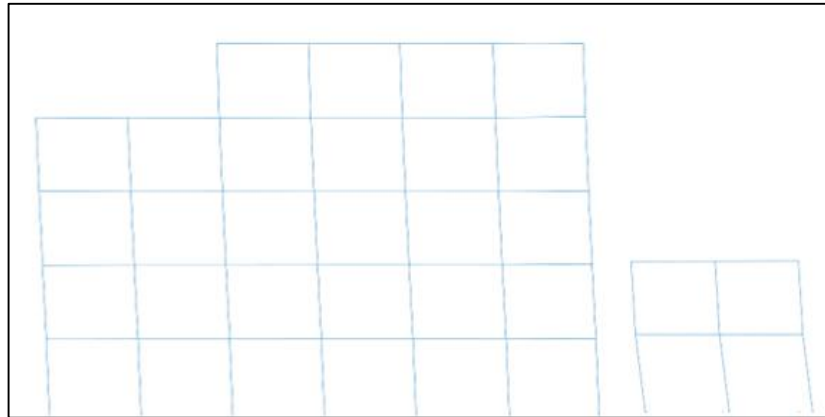


Figura 2.45: Junta del bloque principal en la dirección “Y”

Basados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, si las cotas de los entrepisos coinciden, la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal inelástico ΔM de una de las partes, el más desfavorable. (NEC - Peligro sísmico, 2015).

El máximo desplazamiento, de los pórticos donde podría existir golpeteo, se obtiene de los resultados del análisis dinámico no lineal del hospital Homero Castanier Crespo y son presentados a continuación:

Tabla 2.29: Calculo de separación mínima para la junta

Separación mínima =	Max. desplazamiento/2	
	67,65/2	cm
	33,825	cm

El máximo desplazamiento es de 67,65 cm, por lo que la separación mínima entre los pórticos 2 y 3, debería ser de 33,83cm.

Una vez sometido los pórticos a los 3 sismos dentro del análisis dinámico no lineal, se observa que la magnitud de los desplazamientos del último piso de cada pórtico se elevó de manera considerable, estos comparados con los valores obtenidos en el análisis dinámico lineal (Tabla 2.30), además de los desplazamientos se observa también que las derivas de cada piso (Tabla 2.31) en su gran mayoría supera el 2%, porcentaje establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), lo que hace pensar que el hospital se encuentra vulnerable ante una amanezca sísmica, es por ello que es necesario proponer medidas de mitigación o reforzamiento para salvaguardar la integridad de los ocupantes de la entidad hospitalaria.

Tabla 2.30: Comparación de desplazamientos en el último piso

Desplazamiento en el último piso	Sismo AGYE-N (RANGO LINEAL)	Sismo AGYE-N (RANGO NO LINEAL)	Sismo PRAM-N (RANGO LINEAL)	Sismo PRAM-N (RANGO NO LINEAL)	Sismo AOTA-N (RANGO LINEAL)	Sismo AOTA-N (RANGO NO LINEAL)
Pórtico 1	1.93cm	30.22 cm	1.90cm	58.97 cm	1.98cm	67.65 cm
Pórtico 2	2.53cm	30.55 cm	2.65cm	60.91 cm	2.70cm	69.66 cm
Pórtico 3	1.64cm	21.02 cm	1.70cm	45.92 cm	1.60cm	53.97 cm

Tabla 2.31: Comparación de derivas

<u>PÓRTICO</u> <u>1</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AGYE-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>PRAM-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AOTA-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>
1er Piso	3,53%	> 2% (No cumple)	13,71%	> 2% (No cumple)	13,57%	> 2% (No cumple)
2do Piso	1,22%	< 2% (Cumple)	1,30%	< 2% (Cumple)	1,55%	< 2% (Cumple)
3er Piso	2,52%	> 2% (No cumple)	2,41%	> 2% (No cumple)	4,06%	> 2% (No cumple)
4to Piso	2,05%	> 2% (No cumple)	1,50%	< 2% (Cumple)	1,91%	< 2% (Cumple)
<u>PÓRTICO</u> <u>2</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AGYE-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>PRAM-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AOTA-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>
1er Piso	2,13%	> 2% (No cumple)	8,75%	> 2% (No cumple)	11,22%	> 2% (No cumple)
2do Piso	1,82%	< 2% (Cumple)	1,97%	< 2% (Cumple)	1,79%	< 2% (Cumple)
3er Piso	1,82%	< 2% (Cumple)	2,62%	> 2% (No cumple)	1,88%	< 2% (Cumple)
4to Piso	2,24%	> 2% (No cumple)	2,20%	> 2% (No cumple)	2,27%	> 2% (No cumple)
5to Piso	5,26%	> 2% (No cumple)	5,24%	> 2% (No cumple)	6,80%	> 2% (No cumple)
<u>PÓRTICO</u> <u>3</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AGYE-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>PRAM-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AOTA-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>
1er Piso	5,19%	> 2% (No cumple)	11,45%	> 2% (No cumple)	14,14%	> 2% (No cumple)
2do Piso	0,78%	< 2% (Cumple)	1,34%	< 2% (Cumple)	1,24%	< 2% (Cumple)

En la tabla 2.31 se observa con rojo las derivas que no cumplen el porcentaje máximo (2%) según lo estipulado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, alcanzando derivas mayores al 10%, lo que supone un colapso parcial o progresivo de la entidad hospitalaria, es necesario proponer medidas de mitigación o reforzamiento, ya que, al ser una estructura esencial, es obligación mantener su funcionalidad continua ante cualquier desastre natural.

CAPÍTULO 3. REFORZAMIENTO Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN PARA LA EDIFICACIÓN HOSPITALARIA

Al concluir el Capítulo 2 se observó que los pórticos analizados dentro del rango no lineal se encuentran vulnerables ante la amezca sísmica, es por ello que se ha planteado una medida de reforzamiento con el objetivo de reducir sus derivas y desplazamientos, y que se encuentren en rangos aceptables (derivas de piso $< 2\%$), para así de esta manera mantener la funcionalidad continua de la entidad hospitalaria. Por este motivo se optó como método de mitigación el análisis de la aislación sísmica de la edificación del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo.

La aislación sísmica consiste en desacoplar horizontalmente a la estructura del suelo. Los dispositivos de desacople, también llamados aisladores, son elementos estructurales muy flexibles en la dirección horizontal y sumamente rígidos en la vertical que permiten grandes deformaciones horizontales ante las solicitaciones sísmicas. (Anrango Cañarejo, 2015).

Mediante el uso de aisladores sísmicos se aumenta el período de la estructura alejándola de la zona de mayor energía sísmica. Siendo una de las mejores soluciones prácticas para minimizar simultáneamente las derivas y las aceleraciones de los pisos de la estructura, concentrando los desplazamientos en el nivel de aislamiento. (Arriagada Rosas , 2005).

El sistema de aislación debe satisfacer los siguientes requisitos fundamentales:

- Flexibilidad horizontal de modo de alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.
- Amortiguamiento y disipación de energía, de modo de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.

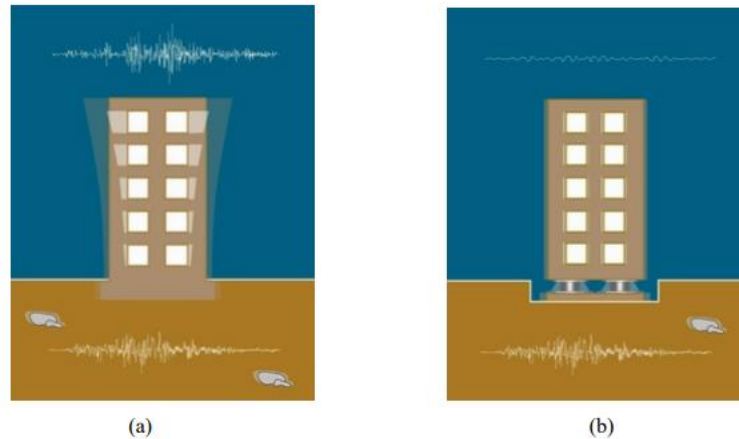


Figura 3.1: Esquema de dos tipos de edificios (a) estructura sin aislación basal; (b) estructura con aislación basal.

(Arriagada Rosas, 2005)

En este análisis, con el fin de disminuir las excesivas derivas que se obtuvieron tras el análisis dinámico no lineal, mismas que muestran un colapso parcial o progresivo de la edificación, se realizó un análisis del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo, añadiendo a los pórticos anteriormente analizados, aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) poseen un núcleo de plomo, ubicado en el centro del aislador, que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos al 25-30%. Al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, y disipando energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo recrystaliza. De esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico. (Anrango Cañarejo, 2015)

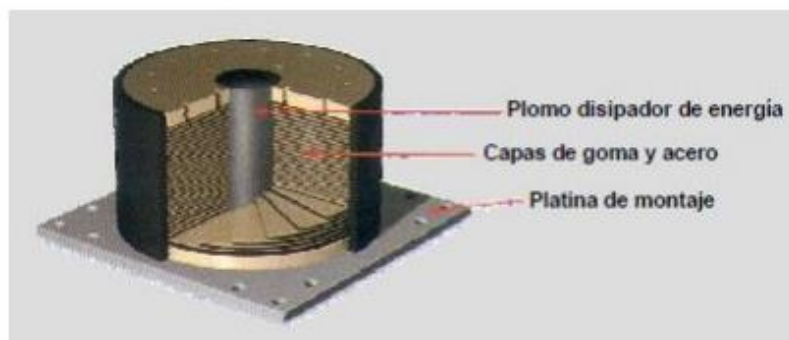


Figura 3.2 Componentes aislador LRB
(Anrango Cañarejo, 2015)

3.1 Características que poseen los aisladores sísmicos

- Desempeño bajo todas las cargas de servicio, verticales y horizontales. Deberá ser tan efectiva como la estructura convencional.
- Provee la flexibilidad horizontal suficiente para alcanzar el período natural de la estructura aislada.
- Capacidad de la estructura de retornar a su estado original sin desplazamientos residuales. Provee un adecuado nivel de disipación de energía, de modo de controlar los desplazamientos que de otra forma pudieran dañar otros elementos estructurales. (Aisladores y Disipadores Sísmicos, 2016).

El aislador que se va a utilizar en el presente estudio, es un elastomérico con núcleo de plomo, cuyas propiedades mecánicas y geométricas se presentan a continuación y son regulados por los fabricantes.

Dimensiones del dispositivo				Dimensiones de la placa de anclaje					
Do	H	# capas de goma	Di	L	t	# de orificios	φ orificio	A	B
mm	mm		mm	mm	mm		mm	mm	mm
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75

Figura 3.3: Catálogo de dimensiones del aislador
(Guamán González, 2017)

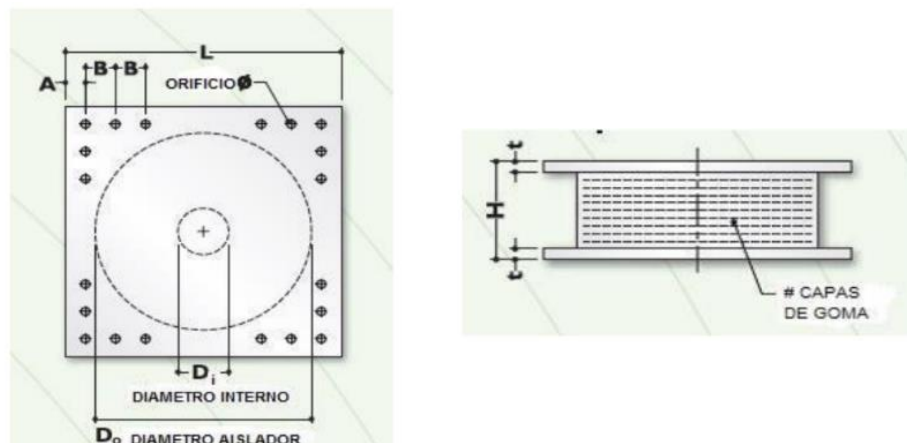


Figura 3.4: Esquema del aislador sísmico
(Guamán González, 2017)

En este análisis debido a que los pórticos 1 (4 pisos) y 2 (5 pisos) tienen mayor altura con respecto al pórtico 3 (2 pisos), se implementan dos aisladores con diferentes dimensiones, cuyas características geométricas y mecánicas se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 3.1: Propiedades del aislador sísmico implementado en pórtico 1 y 2

Propiedades del aislador sísmico implementado en la estructura	
Do--Diámetro del aislador (mm)	700
H--Altura del aislador (mm)	430
# capas de goma	15
Di--Diámetro del núcleo de plomo (mm)	70
L (mm)	750
t (mm)	32
# de orificios	8
Ø orificio (mm)	33
A (mm)	65
B (mm)	7
gr--Módulo de corte de la goma (psi)	40
tp--Límite de elasticidad del núcleo de plomo (Ksi)	1,3
alph--Módulo de corte del enchufe de plomo (psi)	85

Tabla 3.2: Propiedades del aislador sísmico implementado en pórtico 3

Propiedades del aislador sísmico implementado en la estructura	
Do--Diámetro del aislador (mm)	355
H--Altura del aislador (mm)	300
# capas de goma	15
Di--Diámetro del núcleo de plomo (mm)	50
L (mm)	750
t (mm)	32
# de orificios	8
Ø orificio (mm)	33
A (mm)	65
B (mm)	7
gr--Módulo de corte de la goma (psi)	40
tp--Límite de elasticidad del núcleo de plomo (Ksi)	1,3
alph--Módulo de corte del enchufe de plomo (psi)	85

Hay dos factores que influyen importantemente en la efectividad de la respuesta de un edificio con aislamiento sísmico en la base bajo la acción de un sismo que lo lleve a un comportamiento no lineal, los cuales son: la cantidad de energía que el dispositivo

absorbe y el cambio del período en el primer modo de la edificación, debido a la flexibilización de la estructura.

Con la implementación del aislador sísmico se procedió a determinar un nuevo período para los 3 pórticos mediante un análisis modal, mismos que aumentaron de manera considerable, como se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 3.3: Comparación de período de vibración con aisladores y sin aisladores

Pórticos	Período de vibración (sin aisladores)	Período de vibración (con aisladores)
Pórtico 1	0,56	1,54
Pórtico 2	0,64	1,67
Pórtico 3	0,44	0,90

Además del período se determinó las derivas de piso las mismas que se muestran en la (Tabla 3.4), que, al ser comparadas con las derivas obtenidas sin la implementación de aisladores sísmicos dentro del rango no lineal, se puede observar que estas derivas se redujeron notablemente llegando todas a estar por debajo del 2% lo que garantiza que la estructura se mantenga operativa luego de un evento sísmico.

Tabla 3.4: Determinación de derivas en análisis con aisladores

<u>PÓRTICO</u> <u>1</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AGYE-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>PRAM-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AOTA-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>
1er Piso	0,67%	< 2% (Cumple)	1,8%	< 2% (Cumple)	1,19%	< 2% (Cumple)
2do Piso	0,19%	< 2% (Cumple)	0,44%	< 2% (Cumple)	0,35%	< 2% (Cumple)
3er Piso	0,26%	< 2% (Cumple)	0,50%	< 2% (Cumple)	0,41%	< 2% (Cumple)
4to Piso	0,32%	< 2% (Cumple)	0,43%	< 2% (Cumple)	0,43%	< 2% (Cumple)
<u>PÓRTICO</u> <u>2</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AGYE-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>PRAM-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>	<u>Derivas</u> <u>con sismo</u> <u>AOTA-N</u>	<u>Límite de</u> <u>deriva</u> <u>inelástica</u>
1er Piso	0,44%	< 2% (Cumple)	0,94%	< 2% (Cumple)	0,51%	< 2% (Cumple)
2do Piso	0,24%	< 2% (Cumple)	0,39%	< 2% (Cumple)	0,26%	< 2% (Cumple)
3er Piso	0,28%	< 2% (Cumple)	0,37%	< 2% (Cumple)	0,27%	< 2% (Cumple)
4to Piso	0,37%	< 2% (Cumple)	0,36%	< 2% (Cumple)	0,27%	< 2% (Cumple)

5to Piso	0,45%	< 2% (Cumple)	0,36%	< 2% (Cumple)	0,37%	< 2% (Cumple)
<u>PÓRTICO 3</u>	<u>Derivas con sismo AGYE-N</u>	<u>Límite de deriva inelástica</u>	<u>Derivas con sismo PRAM-N</u>	<u>Límite de deriva inelástica</u>	<u>Derivas con sismo AOTA-N</u>	<u>Límite de deriva inelástica</u>
1er Piso	0,62%	< 2% (Cumple)	0,97%	< 2% (Cumple)	1,35%	< 2% (Cumple)
2do Piso	0,37%	< 2% (Cumple)	0,49%	< 2% (Cumple)	0,58%	< 2% (Cumple)

Como se puede observar en la anterior tabla, todas las derivas se encuentran por debajo del 2%, esto debido a la implementación del aislador sísmico como una medida de mitigación y reforzamiento, el cual garantiza que la estructura tenga la capacidad de retornar a su estado original sin desplazamientos residuales.

De igual forma los máximos desplazamientos de los pórticos en análisis se redujeron notablemente, tal y como se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 3.5: Comparación de desplazamientos máximos

Desplazamiento en el último piso	Sismo AGYE-N (CON AISLADOR)	Sismo AGYE-N (SIN AISLADOR)	Sismo PRAM-N (CON AISLADOR)	Sismo PRAM-N (SIN AISLADOR)	Sismo AOTA-N (CON AISLADOR)	Sismo AOTA-N (SIN AISLADOR)
Pórtico 1	2,99 cm	30,22 cm	16,15 cm	58,97 cm	6,03 cm	67,65 cm
Pórtico 2	3,88 cm	30,55 cm	7,12 cm	60,91 cm	5,43 cm	69,66cm
Pórtico 3	2,36 cm	21,02 cm	5,54 cm	45,92 cm	6,11 cm	53,97 cm

La implementación de un aislador sísmico es muy conveniente para este tipo de estructuras ya que una de las mayores características de los aisladores de goma es la relación de deformación lateral respecto del espesor de caucho que puede alcanzar valores de 150% para sismo de diseño y hasta 250% para sismo máximo probable. (Tapia & Veletanga, 2017).

3.2 Deformaciones del aislador

A continuación, se muestra la deformación que sufre el aislador ante un evento sísmico.

Tabla 3.6: Deformación del aislador en los 3 pórticos

<u>PÓRTICOS ANALIZADOS</u>	<u>Deformación (cm) del aislador con sismo AGYE-N</u>	<u>Deformación (cm) del aislador con sismo PRAM-N</u>	<u>Deformación (cm) del aislador con sismo AOTA-N</u>
Pórtico 1	23,27	58,14	47,85
Pórtico 2	27,14	57,15	28,39
Pórtico 3	16,55	48	64,34

Otro de los beneficios de usar un aislador sísmico como medida de reforzamiento es que la recuperación de las propiedades mecánicas del plomo permite que el aislador pueda disipar energía mediante la fluencia de este material. En estudios realizados los aisladores sometidos a carga cíclica (Tyler and Robinson 1984) han mostrado soportar hasta 100 ciclos a deformaciones entre 25 a 200 %. (Tapia & Veletanga, 2017).

Hay que tener en cuenta que estos tipos de aisladores de base no deben ser usados en edificios con un gran valor de relación altura/ancho por problemas de incremento en esfuerzos de flexión. La mayoría de sistemas de aislamiento están diseñados para trabajar bajo cargas de compresión, los que resistan fuerzas de tensión de ser el caso se ven afectados bajo el fenómeno de cavitación, el cuál a bajos esfuerzos reduce la rigidez del aislador. Si el edificio depende de un sistema de elementos que trabajen a tensión este tipo de sistema no resulta práctico, pues su dimensionamiento para resistir estos esfuerzos no es económico. (Tapia & Veletanga, 2017).

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS PRESUPUESTARIO

4.1 Presupuesto de la estructura existente

Para verificar la factibilidad económica de reforzar la entidad hospitalaria con aisladores sísmicos, con el fin de disminuir su vulnerabilidad ante la amenaza sísmica, se realiza una estimación del costo de la estructura hospitalaria existente, a través de un presupuesto conceptual de la entidad hospitalaria.

Para estimar el costo por metro cuadrado de una entidad hospitalaria se tomó como referencia la siguiente tabla obtenida de la federación nacional de cámaras de la construcción:

Tabla 4.1: Costo del hospital por metro cuadrado

HOSPITALES	ÁREA	Costo (dólares)	Valor/m ²
IESS Machala	2.4000	\$39.353.700,00	\$1.639,74
IESS Los Ceibos	7.6000	\$123.000.000,00	\$1.618,42
IESS Quevedo	1.8000	\$47.618.675,16	\$2.645,48
IESS Quito	6.7000	\$146.227.581,47	\$2.182,50
Hospital JBG	3.4500	\$40.000.000,00	\$1.159,42

Promedio =	\$1.849,11
-------------------	-------------------

Se obtuvo un promedio del costo por metro cuadrado de una entidad hospitalaria obteniéndose un costo de 1.849,11 dólares.

Debido a que el análisis se lo realizó del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo, se obtendrá la estimación del costo de la edificación correspondiente al bloque principal de la entidad hospitalaria; para obtener el área de construcción de la entidad se observaron los planos arquitectónicos, mismos que fueron entregados por los Ingenieros Erika Esquivel y Hernán Cabrera, quienes realizaron la primera parte de la evaluación del mencionado hospital.

Tabla 4.2: Área del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo

Área del bloque principal	
Planta baja	1772,42
Primera planta alta	1772,42
Segunda planta alta	900,21
Tercera planta alta	900,21
Cuarta planta alta	313,51
ÁREA TOTAL (m²)	5658,77

Tabla 4.3: Área del bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo

COSTO DEL BLOQUE PRINCIPAL DEL HOSPITAL HOMERO CASTANIER CRESPO			
	Cantidad	Precio unitario	Precio total
Área del hospital Homero Castanier Crespo (m²)	5.658,77	\$1.849,11	\$10.463.701,79
COSTO TOTAL			\$10.463.701,79

Con el correcto estudio y avalúo, considerando que la edificación cuenta con todos los servicios necesarios para el correcto funcionamiento de la entidad hospitalaria, se determinó que el costo de la edificación donde funciona el bloque principal de hospital Homero Castanier Crespo es de \$10.463.701,79 (dólares americanos).

4.2 Presupuesto de las medidas de reforzamiento y mitigación

Los sismos producen anualmente daños económicos y sociales inmensos en diferentes regiones del planeta. Los técnicos en el área han tratado de encontrar una solución mediante la implementación de sistemas reductores de fuerzas sísmicas, que busca disminuir los daños provocados por eventos sísmicos; en este análisis se utilizan aisladores elastoméricos con núcleo de plomo para disminuir la vulnerabilidad sísmica del hospital Homero Castanier Crespo.

Con el fin de verificar la factibilidad económica de reforzar el bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo con aisladores de base elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), se estimó el costo de colocar este tipo de aisladores en la estructura de la entidad hospitalaria.

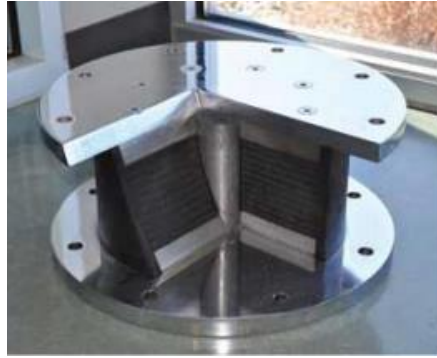


Figura 4.1: Esquema de corte real del aislador tipo LRB

(Anrango Cañarejo, 2015)

El costo de un aislador de base elastomérica con núcleo de plomo está entre los 5 mil a los 60 mil dólares según los tamaños. El costo en Chile donde ya se han introducido al mercado, es aproximadamente de 7.500 dólares por aislador. (Anrango Cañarejo, 2015).

Debido a las dimensiones del aislador utilizado en este análisis, se tomó un costo directo del dispositivo de 7.000 dólares; además se consideró el 50% adicional como costos indirectos de instalación.

Tabla 4.4: Presupuesto de refuerzo con Aisladores LRB

PRESUPUESTO DE MITIGACIÓN CON AISLADORES SISMICOS			
COSTOS DIRECTOS			
	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
Aislador (LRB)	73	7.000	\$511.000,00
COSTOS INDIRECTOS			
Instalación	+50% Costos directos		\$255.500,00
COSTO TOTAL (dólares)			\$766.500,00

Tabla 4.5: Comparación de costo de edificación vs costo aislamiento sísmico

COSTO DE EDIFICACIÓN	\$10.463.701,79
COSTO DE AISLADORES SÍSMICOS	\$766.500,00

El costo estimado de reforzar el Bloque Principal del Hospital Homero Castanier Crespo, con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, es de \$766.500 (USD), que apenas representa el 7,3% del costo de la edificación; por lo que sería factible optar por esta medida de mitigación de la estructura para disminuir su vulnerabilidad sísmica y se mantenga operable tras un sismo de gran magnitud.

En general la inversión inicial en una estructura con sistemas de protección sísmica suele ser mayor que una estructura convencional. No obstante, la reducción de la probabilidad de daño estructural y no estructural en un evento sísmico severo durante la vida útil de la estructura compensa la inversión inicial. (Anrango Cañarejo, 2015).

Todas las entidades hospitalarias, al tratarse de edificaciones esenciales tienen que mantenerse operables tras un sismo de considerable magnitud; es por esto que deberían construirse con aislamiento sísmico, debido a la gran reducción de derivas y desplazamientos tal y como hemos demostrado en este análisis.

CONCLUSIONES

- Una vez realizado el análisis dinámico no lineal de la edificación, se obtuvieron derivas superiores al 10%, razón por la cual se propone la implementación de aisladores sísmicos con núcleo de plomo como medida de mitigación y reforzamiento para disminuir su vulnerabilidad estructural ante la amenaza sísmica.

-Conociendo que el hospital Homero Castanier Crespo tiene un Índice de Seguridad Hospitalaria de 56% y un 44% de vulnerabilidad y al tratarse de una edificación esencial, se debe hacer una evaluación constante del comportamiento estructural de la entidad hospitalaria.

-El hospital, analizado dentro del rango lineal cumple con las derivas máximas (todas las derivas $< 2\%$), es decir que para un sismo con un período de retorno de 475 años no se produciría deformaciones residuales ni colapso del mismo.

-Al obtener la máxima capacidad de carga de la estructura mediante un análisis pushover estático y compararla con el cortante basal de diseño, se obtiene que la estructura tiene una reserva considerable de resistencia ante el cortante basal ya que la máxima capacidad de carga de uno de sus pórticos es 2,67 veces mayor al cortante basal.

-Tras realizar el análisis dinámico no lineal de la entidad hospitalaria se determinó que en las condiciones actuales la edificación se encuentra vulnerable, ya que se obtuvieron derivas de piso mayores al 10%, como se puede observar en la tabla 2.31, por lo que ante un sismo de gran magnitud se produciría el colapso del hospital.

-Luego de realizar el análisis dinámico no lineal y determinar las derivas y desplazamientos que se producirían con la ocurrencia de un sismo para un período de retorno de 2.500 años, se diseñó un aislador sísmico con núcleo del plomo como medida de mitigación y reforzamiento cuyas características se pueden observar en las tablas 3.1 y 3.2, los cuales ayudan a reducir derivas y desplazamientos de manera considerable, garantizando que la estructura tenga la capacidad de retornar a su estado original sin sufrir daños considerables, manteniendo su operatividad tras el evento sísmico.

- El costo estimado de reforzar el bloque principal del hospital Homero Castanier Crespo, con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, es de \$766.500 (dólares), que apenas representa el 7,3% del costo de la edificación; por lo que es factible optar por esta medida de mitigación de la estructura para disminuir su vulnerabilidad sísmica y se mantenga operable tras un sismo de gran magnitud; sin embargo, cuando la estructura existe, instalar estos dispositivos es prácticamente imposible, por lo que se debería realizar el análisis utilizando otro método de disipación como pueden ser los disipadores de energía.

-Tomando en consideración el desplazamiento del aislador, el espaciamiento entre las edificaciones adyacentes no es suficiente, ya que la misma no fue diseñada para la implementación de un aislador sísmico, por lo que se produciría martilleo entre los bloques.

RECOMENDACIONES

-En la actualidad los hospitales son construidos bajo las condiciones mínimas que dictamina la norma, lo que no es suficiente y más aún en los países con alto grado de peligrosidad sísmica razón por la cual todos los hospitales deben construirse con el criterio de funcionalidad continua y así limitar sus desplazamientos y derivas a rangos aceptables.

-Realizar un análisis dinámico lineal no es suficiente cuando se trata de una edificación esencial por lo que, para toda edificación de este tipo se debe realizar obligatoriamente un análisis dinámico no lineal verificando que sus derivas se encuentren por debajo del 2%, evitando grandes desplazamientos de piso en la estructura, procurando así su funcionalidad continua.

-Todas las entidades hospitalarias, son edificaciones esenciales tienen que mantenerse operativas tras un sismo de considerable magnitud; es por esto que deben construirse con aislamiento sísmico, debido a la gran reducción de derivas y desplazamientos tal y como hemos visto en este análisis.

-Se debería considerar el desplazamiento del aislador, ya que cuando se usan aisladores sísmicos existen dos desplazamientos a considerar, uno el del dispositivo y otro de la estructura, razón por la cual la Norma Ecuatoriana de la Construcción debería considerar el desplazamiento del aislador sísmico para calcular la separación mínima (junta) entre pórticos adyacentes.

BIBLIOGRAFÍA

- Arriagada Rosas , J. A. (2005). *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Tesis presentada para optar al título de Ingeniero Civil en Obras Civiles)* . Valdivia: Universidad Austral del Chile.
- Peralta Alvarez, M. G., Vargas, Y., & Pujades, L. (2012). Análisis Estático no Lineal y Análisis Dinámico no Lineal del Hospita de Vielha., (pág. 103). Barcelona.
- Zayas, V. (01 de Abril de 2017). *Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua.* (V. Zayas, Intérprete) Lima, Perú.
- ACI 318. (2011). *American Concrete Institute - Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-11.* United States of America.
- ACI 440.2R-08. (2008). *American Concrete Institute - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.* United States of America.
- Aguiar, R., Andrade, V., Guaygua, B., & Piedra, P. (2016). Aplicación del Método Espectral en los Bloques 6 y 7 con Aisladores sísmicos de la UFA-ESPE en Ecuador. *Ciencia*, 26.
- Aguilar Falconi, R., Almazán, J., Dechent, P., & Suárez, V. (2008). *Aisladores de Base Elastoméricos y FPS.* Quito, Ecuador: Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Aisladores y Disipadores Sísmicos. (2016). *TECNOAV.* Obtenido de <http://www.tecnoav.cl/4-aisladores-sismicos-y-disipadores-sismicos/>
- Anrango Cañarejo, M. R. (2015). *Análisis y Rediseño de la Cimentación de un Edificio en Acero con Aisladores Sísmicos "Bloque - E del Hospital Regional de Ambato" (Trabajo de Graduación Previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil).* Quito: Universidad Central del Ecuador.
- ASCE. (7-10). American Society of Civil Engineers.
- Egred, J. (05 de Agosto de 2013). Terremoto del 5 de Agosto de 1949. *Instituto Geofísico-Escuela politécnica Nacional.*

- Esquivel, E., & Cabrera, H. (2017). *Evaluación Estructural del Hospital " Homero Castanier Crespo de la ciudad de Azogues - provincia del Cañar", para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria*. Cuenca.
- FEMA 273. (1997). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington.
- FEMA 356. (2000). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. United States of America.
- Guamán González, M. E. (2017). *Comparación del Comportamiento Estructural del Edificio de Aulas de la Facultad de Ingeniería (Trabajo de Graduación Previo a la Obtención del Título de Ingeniero Civil)*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- NEC - Cargas no sísmicas. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas no sísmicas*. Ecuador.
- NEC - Peligro Sísmico. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico*. Ecuador.
- NEC - Peligro sísmico. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro sísmico*.
- ONU, O. d. (2015). Tercera Conferencia Mundial de las Naciones.
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos de la Mitigación de Desastres en Establecimientos de la Salud*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2009). *Hospitales Seguros Salvan Vidas*. Quito.
- Organización Panamericana de la Salud, OPS. (2008). *Guía para la evaluación de Hospitales Seguros*. Washintong DC.
- Scaletti Farina, H. (1989). *Métodos de análisis para determinar la resistencia sísmica*. Centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres.
- Tapia, C., & Veletanga, L. (2017). *Diseño de Aisladores Sísmicos LRB y Análisis por desempeño*. Cuenca.
- Ugarte, C. (2010). *Índice de Seguridad Hospitalaria*. Organización Panamericana de la Salud.
- Zeballos, J. L. (1993). *Efectos de los Desastres Naturales en la Infraestructura de Salud*.

