



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE

CONSTRUCCIONES

“Análisis dinámico no lineal del hospital “Darío Machuca Palacios” (La Troncal), medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural”

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL CON MENCIÓN EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

Autores

FRANCISCO XAVIER CALLE GUARACA

BERNARDO ANDRÉS FEJOO GUEVARA

Director

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA- ECUADOR

2017

DEDICATORIA

A mis padres Paco y Pachi.

Con todo mi cariño y amor, por brindarme en todo momento su apoyo, consejos y motivación para lograr cumplir mis objetivos y metas. A ustedes por siempre mi corazón y mi agradecimiento.

A mis familiares.

A mi hermana Chochis y su familia por el apoyo y cariño brindado, en especial por el amor sincero de mi querida sobrina Rafita. A mis tíos Rigo, Carlos y Zoila por su ayuda y confianza depositada en mí, que me impulsaron a seguir hacia adelante sin detenerme. ¡Gracias a ustedes!

Francisco Xavier Calle Guaraca

DEDICATORIA

A Dios

Dedico este trabajo a Dios por permitirme alcanzar esta meta, por ser mi guía dándome la fortaleza necesaria en cada momento de mi vida.

A mis Padres y hermana

A mis padres Patricio y Cecilia y a mi hermana Mariángel por todo su apoyo, esfuerzo, cariño y amor logrando así motivarme a seguir adelante.

A mis abuelos

A mis abuelitos Rómulo y Rosa por tanto amor y confianza, por siempre estar junto a mí, siguiendo cada paso que doy con sus consejos y cariño.

Bernardo Andrés Feijoo Guevara

AGRADECIMIENTOS

A nuestras familias, gracias por el cariño y apoyo brindado en todo momento.

De manera especial queremos agradecer al ingeniero José Fernando Vázquez Calero y al ingeniero Francisco Javier Flores Solano por el conocimiento compartido y ayuda incondicional en el desarrollo de esta tesis.

Francisco Xavier Calle Guaraca; Bernardo Andrés Feijoo Guevara

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	ix
RESUMEN.....	x
ABSTRACT.....	xi
INTRODUCCIÓN.....	1
Antecedentes.....	1
Objetivos.....	2
Metodología.....	3
Marco teórico y estado del arte.....	3
Alcances y resultados esperados.....	7
CAPÍTULO 1.....	8
1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	8
Recopilar información arquitectónica y de ingeniería en base a una investigación anterior realizada por el ingeniero Ignacio Villota.....	8
1.1 Caracterización del emplazamiento.....	10
1.2 Información arquitectónica y de ingeniería.....	10
CAPÍTULO 2.....	13
2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	13
2.1 Ingreso de cargas.....	13
2.1.1 Cargas gravitacionales.....	13
2.1.2 Carga accidentales.....	15
2.2 Modelación de los pórticos.....	20
2.2.1 Configuración geometría.....	20
2.2.2 Determinación del período de vibración.....	25
2.2.3 Análisis dinámico lineal.....	30
2.2.4 Análisis estático no lineal Pushover.....	40
2.2.5 Vibración libre.....	44

2.2.6	Análisis dinámico no lineal	47
CAPÍTULO 3		55
3	MEDIDAS DE MITIGACIÓN	55
3.1	Implementación de aisladores sísmicos con núcleo de plomo	56
CAPÍTULO 4		59
4	ANÁLISIS PRESUPUESTARIO	59
CONCLUSIONES		60
RECOMENDACIONES		62
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		63

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1–1	Plano del Hospital Darío Machuca Palacios	8
Figura 1–2	Hospital Darío Machuca Palacios	9
Figura 2–1	Espectro elástico de diseño en aceleraciones. (NEC - Peligro Sísmico, 2014).....	15
Figura 2–2	Espectro elástico de diseño en aceleraciones La Troncal (Tr =475años)	17
Figura 2–3	Curva peligro sísmico para GUAYAQUIL.(NEC - Peligro Sísmico, 2014).....	18
Figura 2–4	Espectro elástico de diseño en aceleraciones La Troncal (Tr=2500años)	19
Figura 2–5	Modelo matemático pórtico bloque 2	20
Figura 2–6	COL 0.3x0.3 pórtico bloque 2	21
Figura 2–7	COL 0.25x0.25 pórtico bloque 2	21
Figura 2–8	VIGAS pórtico bloque 2	21
Figura 2–9	Modelo matemático pórtico bloque 6	22
Figura 2–10	COL 0.3x0.3 pórtico bloque 6	22
Figura 2–11	VIGAS pórtico bloque 6	22
Figura 2–12	Modelo matemático pórtico bloque 7	23
Figura 2–13	COL 0.3x0.3 pórtico bloque 7	23
Figura 2–14	VIGAS pórtico bloque 7	23
Figura 2–15	Modelo matemático pórtico bloque 8	24
Figura 2–16	COL 0.3x0.3 pórtico bloque 8	24
Figura 2–17	VIGAS pórtico bloque 8	24
Figura 2–18	Definición de secciones en OpenSees.	25
Figura 2–19	Esfuerzo deformación del concreto. (RÓMMEL VLADIMIR MERCHÁN SALINAS, 2010)	26
Figura 2–20	Dirección de ejes modelación en fibras y distribución de fibras en la sección para OpenSees.....	27
Figura 2–21	Definición de secciones en fibras OpenSees.	27
Figura 2–22	Pórtico bloque 2 T = 0.685 seg	28
Figura 2–23	Pórtico bloque 6 T = 0.491 seg	29
Figura 2–24	Pórtico bloque 7 T = 0.437 seg	29

Figura 2–25 Pórtico bloque 8 $T = 0.345$ seg	30
Figura 2–26 Espectros de sismos de diseño	31
Figura 2–27 Factores escalares para pórtico de bloque 2	32
Figura 2–28 Factores escalares para pórtico de bloque 6	32
Figura 2–29 Factores escalares para pórtico de bloque 7	32
Figura 2–30 Factores escalares para pórtico de bloque 8	33
Figura 2–31 Escalamiento pórtico bloque 7.....	33
Figura 2–32 Derivas pórtico bloque 2 cubierta sismo ASDO-N.....	34
Figura 2–33 Derivas pórtico bloque 2 primera planta sismo ASDO-N.....	34
Figura 2–34 Derivas pórtico bloque 2 cubierta sismo AMNT-E.....	35
Figura 2–35 Derivas pórtico bloque 2 planta sismo AMNT-E.....	35
Figura 2–36 Derivas pórtico bloque 2 cubierta sismo AMNT-N.....	35
Figura 2–37 Derivas pórtico bloque 2 planta sismo AMNT-N.....	36
Figura 2–38 Derivas pórtico bloque 6 sismo ASDO-N.....	36
Figura 2–39 Derivas pórtico bloque 6 sismo AMNT-E.....	37
Figura 2–40 Derivas pórtico bloque 6 sismo AMNT-N.....	37
Figura 2–41 Deriva pórtico bloque 7 sismo ASDO-N.....	38
Figura 2–42 Derivas pórtico bloque 7 sismo AMNT-E.....	38
Figura 2–43 Derivas pórtico bloque 7 sismo AMNT-N.....	38
Figura 2–44 Derivas pórtico bloque 8 sismo ASDO-N.....	39
Figura 2–45 Derivas pórtico bloque 8 sismo AMNT-E.....	39
Figura 2–46 Derivas pórtico bloque 8 sismo AMNT-N.....	40
Figura 2–47 Efecto Pdelta	41
Figura 2–48 Pushover pórtico bloque 2	42
Figura 2–49 Pushover pórtico bloque 6.....	43
Figura 2–50 Pushover pórtico bloque 7	43
Figura 2–51 Pushover pórtico bloque 8.....	44
Figura 2–52 Cálculo de amortiguamiento con vibración libre pórtico 2.....	45
Figura 2–53 Cálculo de amortiguamiento con vibración libre pórtico 6.....	45
Figura 2–54 Cálculo de amortiguamiento con vibración libre pórtico 7.....	46
Figura 2–55 Cálculo de amortiguamiento con vibración libre pórtico 8.....	46
Figura 2–56 Derivas ADNL pórtico bloque 2 cubierta, sismo ASDO-N.....	48
Figura 2–57 Derivas ADNL pórtico bloque 2 primera planta, sismo ASDO-N.....	48
Figura 2–58 Derivas ADNL pórtico bloque 2 cubierta, sismo AMNT-E.....	49
Figura 2–59 Derivas ADNL pórtico bloque 2 primera planta, sismo AMNT-E.....	49
Figura 2–60 Derivas ADNL pórtico bloque 2 cubierta, sismo AMNT-N.....	49
Figura 2–61 Derivas ADNL pórtico bloque 2 primera planta, sismo AMNT-N.....	50
Figura 2–62 Derivas ADNL pórtico bloque 6, sismo ASDO-N.....	50
Figura 2–63 Derivas ADNL pórtico bloque 6, sismo AMNT-E.....	51
Figura 2–64 Derivas ADNL pórtico bloque 6, sismo AMNT-N.....	51
Figura 2–65 Derivas ADNL pórtico bloque 7, sismo ASDO-N.....	52
Figura 2–66 Derivas ADNL pórtico bloque 7, sismo AMNT-E.....	52
Figura 2–67 Derivas ADNL pórtico bloque 7, sismo AMNT-N.....	52
Figura 2–68 Derivas ADNL pórtico bloque 8, sismo ASDO-N.....	53
Figura 2–69 Derivas ADNL pórtico bloque 8, sismo AMNT-E.....	53
Figura 2–70 Derivas ADNL pórtico bloque 8, sismo AMNT-N.....	54

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1–1 Características del emplazamiento.	10
Tabla 2–1 Carga viva. (NEC - Cargas no sísmicas, 2014).....	14
Tabla 2–2 Carga muerta	14
Tabla 2–3 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)	15
Tabla 2–4 Amplificación espectral. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)	16
Tabla 2–5 Coeficientes de perfil de suelo. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)	16
Tabla 2–6 Características del emplazamiento espectro periodo de retorno 475 años	17
Tabla 2–7 Características del emplazamiento espectro periodo de retorno 2500 años	19
Tabla 2–8 Cuadro de masas de pórticos en toneladas.....	25
Tabla 2–9 Características del hormigón confinado, no confinado y varillas para la modelación en fibras.....	26
Tabla 2–10 Periodos de los pórticos analizados.	28
Tabla 2–11 Sismos	31
Tabla 2–12 Resultados derivas pórtico bloque 2.	36
Tabla 2–13 Resultados derivas pórtico bloque 6.	37
Tabla 2–14 Resultados derivas pórtico bloque 7	39
Tabla 2–15 Resultados derivas pórtico bloque 8.	40
Tabla 2–16 Sobre resistencia pórtico bloque 2.....	42
Tabla 2–17 Sobre resistencia pórtico bloque 6.....	42
Tabla 2–18 Sobre resistencia pórtico bloque 7.....	43
Tabla 2–19 Sobre resistencia pórtico bloque 8.....	44
Tabla 2–20 Factores escala para OpenSees Análisis Dinámico No Lineal	48
Tabla 2–21 Resultados ADNL pórtico bloque 2.....	50
Tabla 2–22 Resultados ADNL pórtico bloque 6.....	51
Tabla 2–23 Resultados ADNL pórtico bloque 7	53
Tabla 2–24 Resultados ADNL pórtico bloque 8.....	54
Tabla 3–1 Capacidad de carga del dispositivo. (Dynamic Isolation System, 2007).....	57
Tabla 3–2 Catálogo de aisladores elastoméricos. (Dynamic Isolation System, 2007)	57
Tabla 3–3 Dimensiones aislador de base sísmica	58
Tabla 3–4 Incremento de periodos	58

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo No. 1: Planos arquitectónicos y estructurales del hospital.

Anexo No. 2: Escalamiento de espectros sísmicos.

Anexo No. 3: Cortante basal y *pushover*.

Anexo No. 4: Cálculo de derivas inelásticas de piso análisis dinámico lineal.

Anexo No. 5: Cálculo de derivas inelásticas de piso análisis dinámico no lineal.

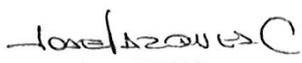
Anexo No. 6: Programas OpenSees

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL “DARÍO
MACHUCA PALACIOS” (LA TRONCAL); MEDIDAS DE
MITIGACIÓN Y REFUERZO PARA DISMINUIR SU
VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL.**

RESUMEN

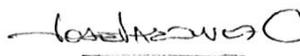
La presente investigación evalúa la vulnerabilidad estructural del hospital Darío Machuca Palacios ubicado en el cantón La Troncal, provincia de Cañar. Este se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica y las características geotécnicas del suelo no son las más favorables, en el estudio se realiza el análisis dinámico no lineal de pórticos representativos de la edificación utilizando el software OpenSees. Se obtuvieron las derivas máximas para compararlas con lo exigido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Como medida de mitigación se plantea el uso de aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, se redujeron las derivas inelásticas y se incrementó el periodo fundamental de los pórticos, disminuyendo así el riesgo de colapso para conseguir la funcionalidad continua del hospital ante cualquier amenaza.

Palabras clave: Análisis dinámico no lineal, estructuras esenciales, vulnerabilidad, mitigación, aisladores sísmicos, funcionalidad continua.



José Fernando Vázquez Calero

Director de Trabajo de Titulación



José Fernando Vázquez Calero

Director de Escuela



Francisco Xavier Calle Guaraca

Autor



Bernardo Andrés Feijoo Guevara

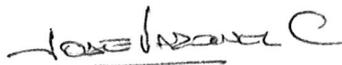
Autor

**NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF *DARIO MACHUCA PALACIOS*
HOSPITAL (*LA TRONCAL*); MITIGATION AND REINFORCEMENT
MEASURES TO REDUCE ITS STRUCTURAL VULNERABILITY.**

ABSTRACT

This investigation evaluated the structural vulnerability of the *Dario Machuca Palacios* Hospital located in *La Troncal* Canton in Cañar. The building is located in a high seismic hazard area, and the soil geotechnical characteristics are not favorable. This study carried out a non-linear dynamic analysis of representative building frames using the OpenSees software. The maximum drifts were obtained in order to compare them with the requirements of the Ecuadorian Construction Standard. The use of elastomeric lead-core insulators was proposed as a mitigation measure. The inelastic drifts were reduced and the fundamental period of the frames was increased; consequently, the risk of collapse decreased, making it possible to achieve the hospital's continuous functionality in the face of any threat.

Keywords: nonlinear dynamic analysis, essential structures, vulnerability, mitigation, seismic isolators, continuous functionality.



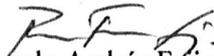
José Fernando Vázquez Calero
Thesis Director



Jose Fernando Vázquez Calero
School Director



Francisco Xavier Calle Guaraca
Author



Bernardo Andrés Feijoo Guevara
Author



Translated by
Lic. Lourdes Crespo

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL “DARÍO MACHUCA PALACIOS” (LA TRONCAL), MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y REFUERZO PARA DISMINUIR SU VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

INTRODUCCIÓN

Los hospitales, al ser edificaciones esenciales según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, deben tener la capacidad de cumplir con el criterio de funcionalidad continua ante la acción de fenómenos naturales, de tal manera que su operatividad no sea afectada y se pueda actuar con rapidez frente a las diferentes urgencias médicas que estos fenómenos pueden causar a la población.

El hospital Darío Machuca Palacios se encuentra en una zona de peligrosidad sísmica alta y en la que las características geotécnicas no son las más adecuadas, por ello, es necesario realizar análisis exhaustivos que permitan determinar las posibles zonas de colapso de la edificación ante la acción de un evento sísmico.

Por lo expuesto anteriormente se plantea un análisis dinámico no lineal de la entidad hospitalaria, para poder apreciar el comportamiento en el rango no lineal de la estructura y así, poder proponer medidas de mitigación y refuerzo que disminuyan la vulnerabilidad y mantengan segura esta edificación.

Antecedentes

Ecuador se encuentra en el llamado “Cinturón de Fuego del Pacífico”. Casi en la totalidad de la línea que rodea el océano Pacífico, la corteza oceánica es empujada por debajo del borde de los continentes. Sudamérica está alejándose en dirección oeste de África y el océano Atlántico se expande, pero en la parte occidental de Sudamérica, la corteza terrestre empuja la plataforma del Pacífico. En el Atlántico, el océano está unido a la corteza continental, pero en el Pacífico el continente no está unido, sino que es empujado hacia abajo. Es importante entender, además, que esos movimientos no son parejos o regulares y allí es donde se producen los terremotos, cuando esa tensión entre las cortezas se libera. Si esa falla ocurre cerca de la Costa, esto significará que el epicentro estará más

cerca de la superficie terrestre, pero si la falla se registra tierra adentro de un país, digamos a unos 100 o 150 kilómetros de la Costa, como sería el caso de Quito, el epicentro del terremoto ocurriría a una mayor profundidad y, probablemente, no provoque demasiados daños. Por lo tanto en la zona costera donde se encuentra ubicado el cantón “La Troncal” ocurrirá a una profundidad más cercana a la superficie y los daños serán mayores.

El cantón La Troncal, antiguamente conocido como Rircay, formaba parte del cantón Cañar. El poblamiento empezó en tiempos de la colonización, con gentes del Cañar y también del Azuay; luego vendrán otras etapas: integración interregional, cuando se construyen las carreteras Duran – Tambo – La Troncal, el desarrollo de la agricultura y la formación de un centro en acelerado proceso de urbanización, La Troncal, en el cruce de las arterias que conectan el Guayas, Cañar y El Oro. La Troncal se encuentra ubicado en la Provincia del Cañar y está constituida por las parroquias La Troncal (Cabecera cantonal), Manuel J. Calle y Pancho Negro. La superficie calculada es aproximadamente 32.780 ha., su clima es cálido, elevación de 112 msnm y su población es de alrededor de 60.000 habitantes.

(Cordero & Jaramillo, 2011) (Boix, 2016)

Objetivos

Objetivo general

- Realizar el análisis dinámico no lineal del Hospital “Darío Machuca Palacios”, del cantón La Troncal, provincia de Cañar, para determinar medidas pertinentes de mitigación y reforzamiento.

Objetivos específicos

- Sistematizar la evaluación estructural disponible del Hospital “Darío Machuca Palacios”.
- 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

Contar con la información necesaria para realizar un análisis dinámico no lineal, para lo cual se recolectará y se clasificará la información de arquitectura e ingeniería de la edificación hospitalaria del trabajo de investigación previo realizado por el Ing. Ignacio Benjamín Villota Tapia.

Determinar el desempeño inelástico de la estructura realizando el modelo matemático idealizado de la misma, mediante la utilización de software especializado, en donde analizaremos en el rango inelástico, se ingresarán las cargas de acuerdo a la normativa vigente (NEC - Peligro Sísmico, 2014) y se determinará las zonas de plastificación analizando las áreas de posible colapso parcial, progresivo y total.

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).

Verificar la factibilidad económica de las medidas de reforzamiento y mitigación estimando el costo de la estructura hospitalaria existente dependiendo de su tipo y clasificación y elaborando un presupuesto de las medidas de reforzamiento y mitigación mediante el análisis de precios unitarios, para luego realizar un análisis costo beneficio comparando los resultados de los dos presupuestos.

Marco teórico y estado del arte

Marco teórico

- 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.
- Índice de Seguridad Hospitalaria (ISH): valor numérico que expresa la probabilidad de que un establecimiento de salud existente continúe funcionando en casos de desastre. (Ugarte, 2010).
- Estructuras esenciales: son las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)
- Histéresis: fenómeno por medio del cual dos o más propiedades físicas se relacionan de una manera que dependen de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con área comprendida dentro de los ciclos de histéresis. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)
- 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).

- Rehabilitación sistemática: la rehabilitación sistemática puede ser aplicada a cualquier edificio e implica un control exhaustivo de cada elemento o componente estructural existente, el diseño de nuevos y la verificación del desempeño general aceptable representado por los desplazamientos previstos y las fuerzas internas. El método de rehabilitación sistemática se centra en el comportamiento no lineal de la respuesta estructural y emplea procedimientos no enfatizados previamente en los códigos sísmicos.

El método de rehabilitación sistemática está destinado a ser completo y contiene todos los requisitos para alcanzar cualquier nivel de rendimiento especificado. Si los componentes o elementos nuevos o existentes resultan ser inadecuados, las modificaciones se ajustan y, si es necesario, se realiza un nuevo ciclo de análisis y verificación. Se necesita un diseño preliminar para definir el alcance y la configuración de las medidas correctivas con suficiente detalle como para estimar la interacción de la rigidez, la resistencia y el comportamiento post-rendimiento de todos los elementos nuevos, modificados o existentes que se utilizarán para la resistencia a la fuerza lateral. Se anima al diseñador a incluir todos los elementos con una rigidez lateral significativa en un modelo matemático para asegurar la capacidad de deformación bajo derivas sísmicas realistas. Sin embargo, al igual que en el diseño de edificios nuevos, se puede determinar que ciertos componentes o elementos no se considerarán parte del sistema de resistencia a la fuerza lateral, siempre que se hagan controles de compatibilidad de deformación sobre estos componentes o elementos para asegurar su adecuación.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), en su capítulo 9, especifica dos nuevas tecnologías: aislamiento sísmico y disipación de energía, para su uso en la rehabilitación sísmica de edificios mediante el método de rehabilitación sistemática. Se espera que las pruebas de los materiales y elementos existentes continúen y que se desarrollen medidas y productos correctivos adicionales. También se espera que los sistemas y productos destinados a modificar la respuesta estructural sean beneficiosos. El formato de las técnicas de análisis y los criterios de aceptabilidad de esta norma permiten una rápida incorporación de dicha tecnología. (FEMA 356, 2000)

- Vibración: el estudio de las vibraciones se refiere a los movimientos de los cuerpos y a las fuerzas asociadas con ellos. Todos los cuerpos que poseen masa y elasticidad, son capaces de vibrar. Una vibración mecánica es el movimiento de una partícula o cuerpo que oscila alrededor de una posición de equilibrio. La mayoría de las máquinas y estructuras experimentan vibraciones hasta cierto grado por lo que su diseño requiere la consideración de este efecto dinámico debido a que ocasiona un aumento en los esfuerzos. (Viñán, 2009)

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 construidos para ser resistentes, pero seguimos teniendo hospitales destruidos por desastres. Cientos de hospitales son afectados por fenómenos naturales como 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, hidrometeorológicas, 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).

Alcances y resultados esperados

- Elaborar el análisis dinámico no lineal en base a modelaciones en software especializado de la estructura de la edificación hospitalaria.
- Proponer medidas de mitigación y reforzamiento económicamente factibles que reduzcan la vulnerabilidad estructural de la edificación hospitalaria.
- Desarrollar un análisis costo – beneficio de las medidas de mitigación y refuerzo propuestas.

CAPÍTULO 1

1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Recopilar información arquitectónica y de ingeniería en base a una investigación anterior realizada por el ingeniero Ignacio Villota.

Información general de la entidad hospitalaria

- Nombre del hospital: Darío Machuca Palacios.
- Categoría/tipo: básico.
- Número de camas: 32
- Dirección: la troncal. calles San Gabriel y tercera sur.
- Servicios que brinda: consulta externa, hospitalización, emergencia, centro quirúrgico y obstétrico, laboratorio clínico, imagenología.
- Equipamiento/unidades: rayos x, ecosonógrafo.
- Personal: 158 personas.
- El área de construcción es de 2.202 m² que se encuentra distribuida en 9 bloques emplazados en un terreno de 16.000 m².



Figura 1–1 Plano del Hospital Darío Machuca Palacios

Distribución física:

Bloque 1: Corresponde al área de consulta externa, información, estadística y farmacia.

Bloque 2: Pertenece a emergencia, laboratorio e imagenología.

Bloque 3: Corresponde al área de hospitalización.

Bloque 4: Pertenece al área de quirófanos, central de esterilización y neonatología.

Bloque 5: Corresponde las áreas de cocina, lavandería y taller de costura.

Bloque 6: Pertenece al área administrativa ubicada en la 2da planta del hospital.

Bloque 7: Corresponde al taller de fuerza (cuarto de máquinas) y bodega.

Bloque 8: Pertenece al área de morgue.

Bloque 9: Corresponde al área de vivienda de internos.



Figura 1–2 Hospital Darío Machuca Palacios

La información se analizó de diferentes maneras para la obtención de datos, la principal fue un registro fotográfico de todas las instalaciones internas como: consultorios, farmacia, quirófanos, hospitalización, oficinas, laboratorios, baños, cielos rasos, entre otras. En relación a las instalaciones externas se tomó en cuenta lo principal de las fachadas, losas, mampostería perimetral, los talleres de fuerza, debido que aquí todas las instalaciones de líneas vitales concurren en este bloque y hay que tener un cuidado especial, conocer la distribución de las tuberías, bombas y calderos como también el

generador y las centrales de gases como oxígeno, óxido nitroso y gas licuado de petróleo; toda esta infraestructura proporciona una excelente fuente de información y datos primarios para su posterior proceso de análisis y valoración.

1.1 Caracterización del emplazamiento

Tabla 1-1 Características del emplazamiento.

Zona sísmica	V (NEC - Peligro Sísmico, 2014)
Región sísmica	SIERRA (NEC - Peligro Sísmico, 2014)
Tipo de suelo	D (NEC - Peligro Sísmico, 2014)
Caracterización del peligro sísmico	ALTA (NEC - Peligro Sísmico, 2014)
Factor de importancia de la obra	1.5 (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

1.2 Información arquitectónica y de ingeniería

En la construcción del hospital se respetaron los diseños, sin realizar modificaciones ni cambios a los mismos, constituido por sus 9 bloques ya especificados. Los miembros estructurales principales como: vigas, columnas, losas macizas y zapatas son de hormigón armado fundidas en situ, la mampostería son muros portantes, etc.

Con respecto a la información de ingeniería, se consiguieron los planos estructurales los cuales detallan las secciones, cotas, armados de acero transversal y longitudinal de las vigas, losas, columnas, planillas de los hierros, el dimensionamiento de los cimientos (zapatas) y plintos, el armado de las cisternas, el detalle de las escaleras, detalles de armados como los volados en losas y vigas perimetrales, la separación de juntas de dilatación de cada bloque.

Se examinaron los planos de líneas vitales, las instalaciones de las mismas dentro del hospital, retirando en ciertos sectores el cielo raso para poder observar y fotografiar las tuberías de gases, medir sus diámetros para comprobación, el estado de las instalaciones eléctricas y fuera del hospital como: el taller de fuerzas, puente de instalaciones y centrales de gases.

- El índice de seguridad en el hospital Darío Machuca Palacios, con un valor de 0.79 de ISH, entrando en una categoría A, aunque es posible que la entidad hospitalaria continúe funcionando en caso de un desastre. La estructura tiene 10 años de ser construida, tiene una buena fortaleza como la de su seguridad

estructural que tiene un valor del 76% que es alto y a pesar de esto no brinda un seguro ante amenazas que podrían poner en riesgo el hospital. La seguridad no-estructural tiene un valor similar de 79% y con un 70% en la parte funcional son aspectos que dan cierta incertidumbre ante el peligro o amenaza que pondría en situaciones de emergencia o desastre, podría afectar de manera directa o indirecta, representando pérdidas importantes en recursos físicos, técnicos y tecnológicos.

- La seguridad de la entidad hospitalaria ante situaciones de emergencia o desastres no es la más conveniente, así que se requiere implementar medidas para la reducción de pérdidas potenciales y tomar los correctivos en aquellos aspectos donde son vulnerables y poco eficientes. Considerar el ISH es un análisis rápido ante una emergencia, se deberán hacer estudios más rigurosos y profundos de toda la entidad hospitalaria.
- En cambio el valor de índice de vulnerabilidad está en 0.21, que se considera una cifra baja y eso es lo que se busca, aunque es probable que el hospital continúe funcionando en caso de desastres, se recomienda continuar con medidas preventivas.
- Se determinó la vulnerabilidad del hospital a través de la cuantificación de los elementos estructurales, realizamos un promedio de las comprobaciones de las columnas para realizar una comparación total del cumplimiento de la estructura, se tiene como resultado 39% que cumple vs el 61% que no cumple, lo que demuestra que la estructura es vulnerable especialmente a los efectos de sismo.
- Se determinaron todas las cargas y sus combinaciones tomando en cuenta la ocupación y el uso que tiene la estructura esencial, definiendo cargas muertas, vivas, carga por presión de viento y principalmente las cargas sísmicas dentro del sistema estructural, como recomienda la (NEC, 2014), con todos los factores y parámetros de análisis. Con la ayuda de estos parámetros se determina los espectros de cálculo de diseño y elásticos, para continuar con la determinación del cortante basal derivado por el efecto del sismo.
- El hospital es susceptible a presentar daños en los elementos estructurales, ya que la comprobación de diseño por capacidad se debería cumplir, el criterio columna fuerte, viga débil y unión fuerte. En el caso del hospital no se cumple

esto, se puede decir en base a los resultados que es viga fuerte y columna débil y esto es causa de fracaso.

CAPÍTULO 2

2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La modelación de la estructura es esencial para el desarrollo de este estudio, el proceso inicia con la elaboración de los modelos matemáticos, los cuales serán analizados en dos dimensiones. Dentro de los planos estructurales es posible diferenciar la tipología que los pórticos presentan en los diferentes bloques que posee la edificación, por lo que no es factible realizar el análisis de un mismo pórtico repetidas veces obteniendo los mismos resultados. El estudio se centrara en cuatro pórticos que según la distribución geométrica de los mismos pueden ser más vulnerables ante un evento sísmico.

Para realizar el análisis dinámico no lineal de la entidad hospitalaria se utilizó el software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), entorno a elementos finitos que permite simular la respuesta estructural de un sistema bajo la acción sísmica. En el software se realiza primeramente un análisis elástico con el fin de constatar que el modelo matemático idealizado sea correcto y que no existan errores que puedan arrastrarse a lo largo de esta investigación, para luego proceder con el análisis dinámico no lineal, tema base de este trabajo, y así verificar el accionar del sistema estructural ante fenómenos naturales extremos como son los sismos.

2.1 Ingreso de cargas (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

2.1.1 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales que actúan en los pórticos analizados son las siguientes:

2.1.1.1 Carga viva

La carga viva está directamente relacionada con el uso y la función de la estructura, su principal característica es que representa a personas, muebles, equipos y accesorios móviles o que actúan de manera temporal.

Tabla 2-1 Carga viva. (NEC - Cargas no sísmicas, 2014)

Ocupación o uso	Carga uniforme (kn/m ²)
Cubiertas	
Cubiertas planas, curvas e inclinadas.	0.70
Hospitales	
Sala de quirófanos, laboratorio	2.90
Sala de pacientes	2.00
Corredores en pisos superiores a planta baja	4.00
Sistemas de pisos para circulación	
Para oficinas	2.4

2.1.1.2 Carga muerta

Incluye todos los elementos estructurales y artefactos cuyos pesos actúan de manera constante en la estructura.

Tabla 2-2 Carga muerta

PÓRTICO 7	Carga uniforme (kn/m ²)
Losa de cubierta	
Losa espesor = 0.15m	3.60
Losa espesor = 0.18m	4.32
Losa espesor = 0.20m	4.8
Materiales	
Baldosa de cerámica con mortero de cemento	0.2
Paredes	1
Instalaciones	0.5
Peso propio	
El programa analiza la geometría y los materiales, y considera el peso propio para un hormigón de peso específico 24 kN/m ³	-

2.1.2 Carga accidentales

2.1.2.1 Carga sísmica

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y obras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones es una fracción de la aceleración de la gravedad y presenta un amortiguamiento respecto al crítico de 5%. Este espectro presenta un período de retorno de 475 años que presenta una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Los factores de sitio F_a , F_d , F_s y el valor de factor Z , que representa la aceleración en roca máxima esperada para el sismo de diseño, dependen de la zona sísmica en la cual se encuentre emplazado o se pretenda emplazar el proyecto.

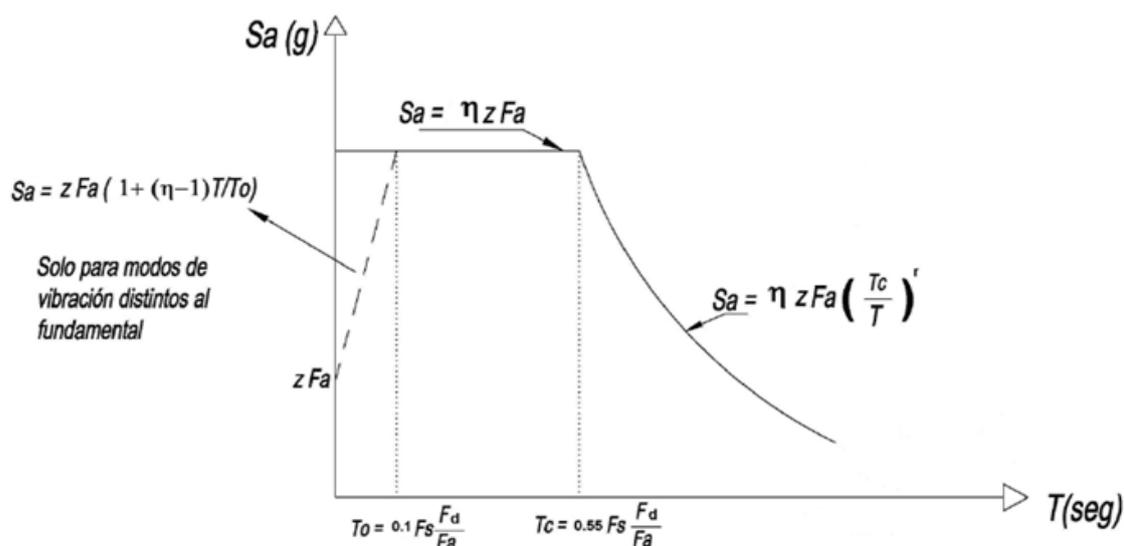


Figura 2–1 Espectro elástico de diseño en aceleraciones. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

Tabla 2–3 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor del factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 2-4 Amplificación espectral. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

Región	Descripción
n = 1.8	Provincias de la costa (excepto Esmeraldas)
n = 2.48	Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos
n = 2.6	Provincias del oriente

Tabla 2-5 Coeficientes de perfil de suelo. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

TIPO DE SUELO	ZONA SÍSMICA	Fa	Fd	Fs
A	I	0.9	0.9	0.75
A	II	0.9	0.9	0.75
A	III	0.9	0.9	0.75
A	IV	0.9	0.9	0.75
A	V	0.9	0.9	0.75
A	VI	0.9	0.9	0.75
B	I	1	1	0.75
B	II	1	1	0.75
B	III	1	1	0.75
B	IV	1	1	0.75
B	V	1	1	0.75
B	VI	1	1	0.75
C	I	1.4	1.36	0.85
C	II	1.3	1.28	0.94
C	III	1.25	1.19	1.02
C	IV	1.23	1.15	1.06
C	V	1.2	1.11	1.11
C	VI	1.18	1.06	1.23
D	I	1.6	1.62	1.02
D	II	1.4	1.45	1.06
D	III	1.3	1.36	1.11
D	IV	1.25	1.28	1.19
D	V	1.2	1.19	1.28
D	VI	1.12	1.11	1.4
E	I	1.8	2.1	1.5
E	II	1.4	1.75	1.6
E	III	1.25	1.7	1.7
E	IV	1.1	1.65	1.8
E	V	1	1.6	1.9
E	VI	0.85	1.5	2

2.1.2.2 Espectro elástico de diseño en aceleraciones para hospital “Darío Machuca Palacios” del cantón La Troncal, provincia del Cañar. (Periodo de retorno 475 años)

Tabla 2–6 Características del emplazamiento espectro periodo de retorno 475 años

• Z: factor de zona	Z: <u>0.40</u>
• η: relación de amplificación espectral Sierra	η: <u>2.48</u>
• F_a: factor de sitio	F_a: <u>1.20</u>
• F_d: factor de sitio	F_d: <u>1.19</u>
• F_s: factor de sitio o factor de comportamiento inelástico del subsuelo	F_s: <u>1.28</u>
Tipo de suelo D	
Zona sísmica V	
• T₀: periodo límite inferior de la rama de aceleración constante	T₀: <u>0.13 s</u>
• T_c: periodo límite superior de la rama de aceleración constante	T_c: <u>0.70 s</u>

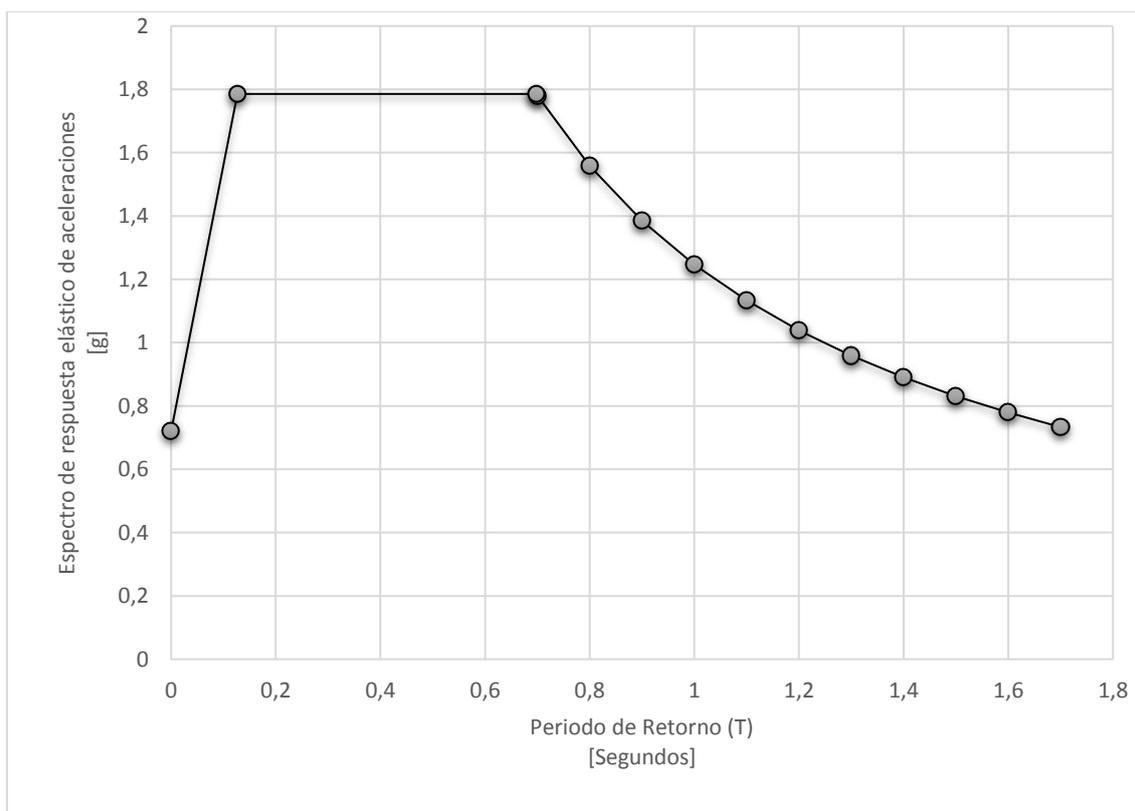


Figura 2–2 Espectro elástico de diseño en aceleraciones La Troncal ($T_r=475$ años)

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.786 g

2.1.2.3 Espectro elástico de diseño en aceleraciones para hospital “Darío Machuca Palacios” del cantón La Troncal, provincia del Cañar. (Período retorno 2500 años)

El análisis dinámico no lineal, que es la base de esta investigación, el amortiguamiento utilizado es del 3% y el espectro de respuesta de aceleraciones es para un período de retorno de 2500 años, es decir una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. Para construir un nuevo espectro de diseño en aceleraciones, es necesario recurrir a las curvas de peligro sísmico que se encuentran en el capítulo 10 en la norma ecuatoriana de la construcción de peligro sísmico, en las cuales se obtiene el nuevo PGA (Peak Ground Acceleration), que es la aceleración sísmica por sus siglas en inglés, de esta manera se obtienen los nuevos factores F_a , F_d y F_s .

Las curvas de peligro sísmico en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC) sólo se muestran para las capitales de la provincias del Ecuador, por lo tanto La Troncal al no ser una capital no existen curvas para este cantón, de modo que se procedió a utilizar curvas de una capital con similares características al cantón de estudio.

La tasa anual de excedencia es la relación $1/Tr$ en donde Tr es el período de retorno. Por lo tanto para un período de retorno de 2500 años esta tasa es 0.0004.

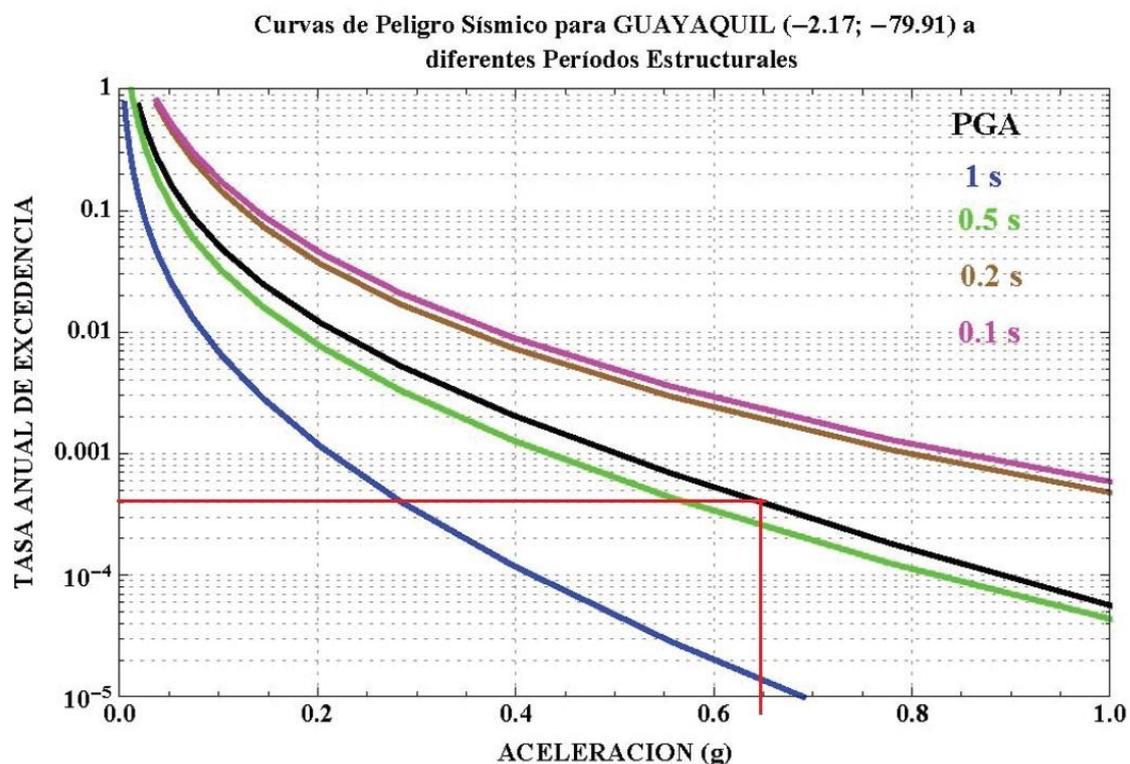
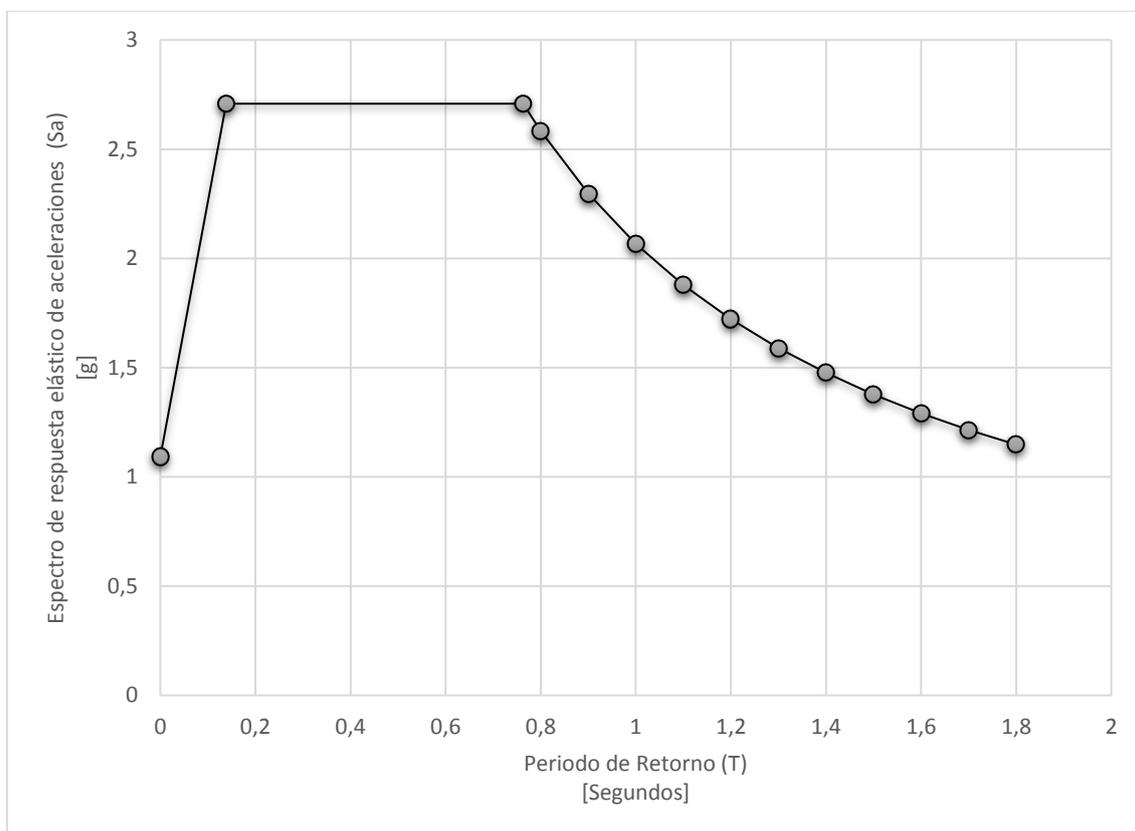


Figura 2-3 Curva peligro sísmico para GUAYAQUIL.(NEC - Peligro Sísmico, 2014)

Tabla 2-7 Características del emplazamiento espectro periodo de retorno 2500 años

• Z: factor de zona	Z: <u>0.65</u>
• η: relación de amplificación espectral Sierra	η: <u>2.48</u>
• F_a: factor de sitio	F_a: <u>1.12</u>
• F_a: factor de sitio	F_a: <u>1.11</u>
• F_s: factor de sitio o factor de comportamiento inelástico del subsuelo	F_s: <u>1.40</u>
Tipo de suelo D	
Zona sísmica VI	
• T₀: periodo límite inferior de la rama de aceleración constante	T₀: <u>0.139 s</u>
• T_c: periodo límite superior de la rama de aceleración constante	T_c: <u>0.763 s</u>

Figura 2-4 Espectro elástico de diseño en aceleraciones La Troncal ($T_r=2500$ años)

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 2.7081 g

2.2 Modelación de los pórticos

2.2.1 Configuración geometría

El modelo matemático de los pórticos se realizó en el programa computacional AUTOCAD, se tomó un pórtico de los bloques 2, 6, 7 y 8.

La resistencia última a compresión del hormigón es de $f'c=2,1 \text{ kN/cm}^2$ y el módulo de elasticidad es $E=15000\sqrt{f'c}$, para vigas, columnas y losas. (Villota, 2016).

El acero de las varillas de refuerzo es acero de grado 60 ($f_y=42 \text{ kN/cm}^2$). (Villota, 2016).

En el análisis, el pórtico del bloque 2 está compuesto por dos niveles, con columnas que presentan variación de sección entre el primer piso y el segundo. En este bloque se desarrollan actividades administrativas. Las columnas de la primera planta son de sección $0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$, con 4 varillas de acero $\Phi 22 \text{ mm}$, mientras que las de la segunda planta son de $0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}$ con 4 varillas $\Phi 18 \text{ mm}$. Las vigas de entrepiso son de sección de $0.2 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$, la distribución de varillas acero varía y se utilizan $\Phi 14 \text{ mm}$, $\Phi 16 \text{ mm}$, $\Phi 18 \text{ mm}$, y en las vigas de cubierta la sección es $0.2 \text{ m} \times 0.45 \text{ m}$ en estas las varillas utilizadas son de $\Phi 14 \text{ mm}$, $\Phi 16 \text{ mm}$.

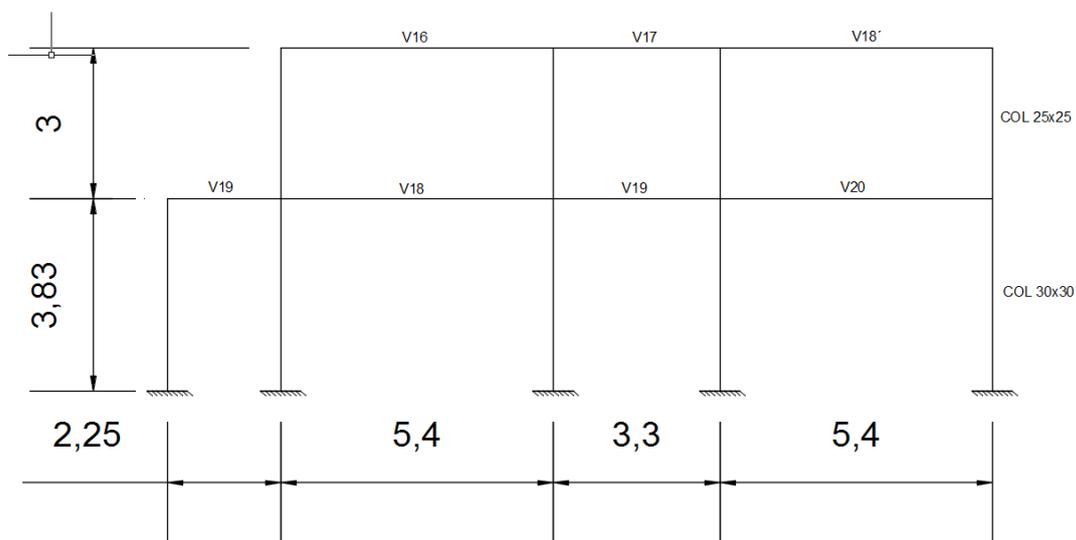


Figura 2-5 Modelo matemático pórtico bloque 2

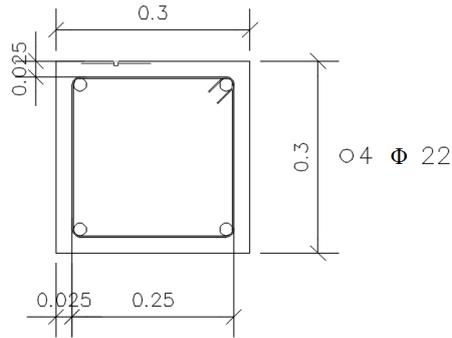


Figura 2-6 COL 0.3x0.3 pórtico bloque 2

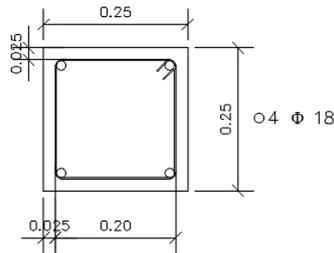


Figura 2-7 COL 0.25x0.25 pórtico bloque 2

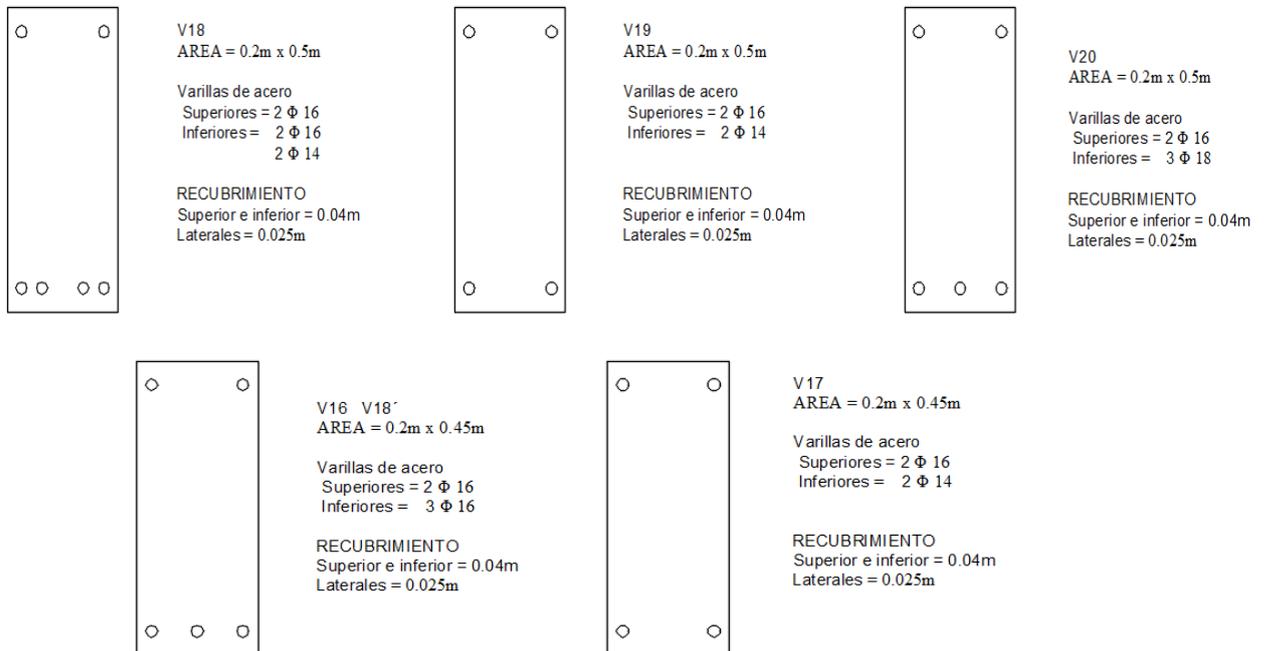


Figura 2-8 VIGAS pórtico bloque 2

El pórtico del bloque 6 es de un nivel, este bloque pertenece al área de hospitalización. Las columnas son de sección 0.3 m x 0.3 m, con 4 varillas de acero $\Phi 20$ mm, las vigas de cubierta son de sección de 0.2 m x 0.5 m, al igual que el pórtico del bloque 2 la distribución de varillas de acero varía y se utilizan $\Phi 14$ mm, $\Phi 16$ mm, $\Phi 18$ mm.

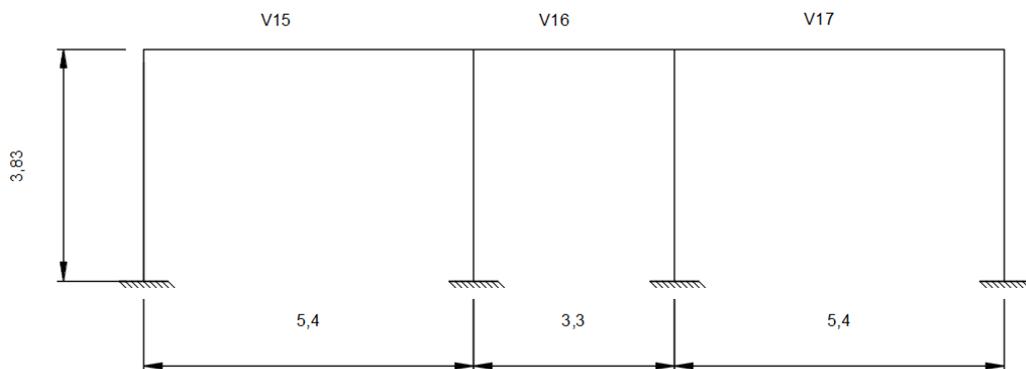


Figura 2-9 Modelo matemático pórtico bloque 6

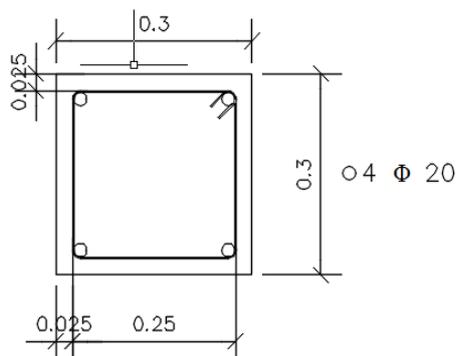


Figura 2-10 COL 0.3x0.3 pórtico bloque 6

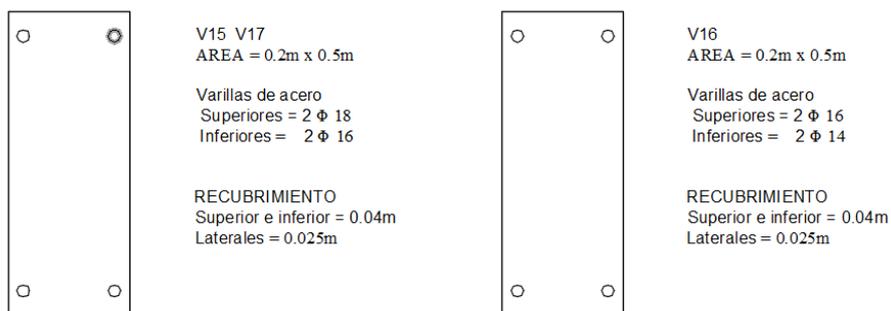


Figura 2-11 VIGAS pórtico bloque 6

Para el pórtico del bloque 7, donde funciona obstetricia y centro quirúrgico, las columnas tienen las mismas características que el pórtico 6, mientras que las vigas son de igual sección pero con varillas de $\Phi 14$ mm, $\Phi 18$ mm, $\Phi 20$ mm.

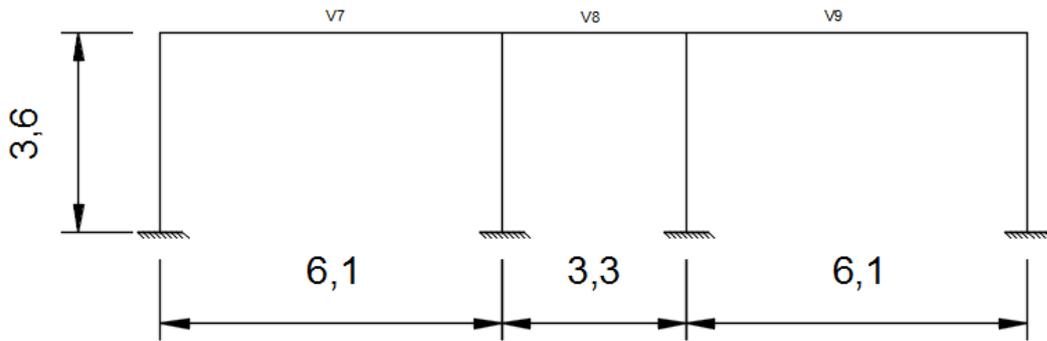


Figura 2-12 Modelo matemático pórtico bloque 7

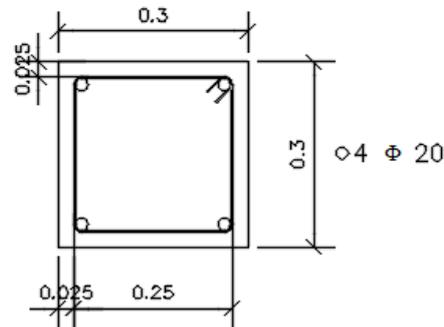


Figura 2-13 COL 0.3x0.3 pórtico bloque 7

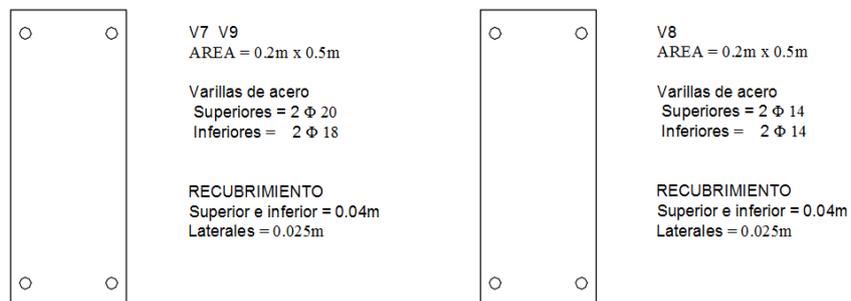


Figura 2-14 VIGAS pórtico bloque 7

Finalmente para el pórtico del bloque 8, que es de talleres fuerza o cuarto de máquinas, las secciones de las columnas son igual de 0.3 m x 0.3 m pero con 4 varillas de acero $\Phi 18$ mm, y las vigas de 0.2 m x 0.5 m con varillas de $\Phi 18$ mm, $\Phi 20$ mm.

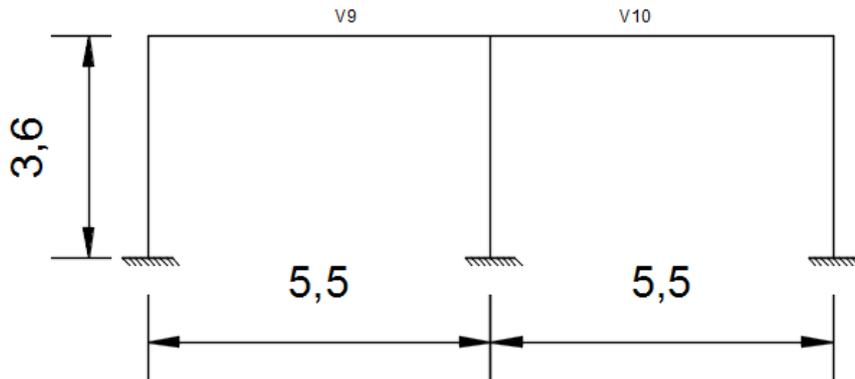


Figura 2-15 Modelo matemático pórtico bloque 8

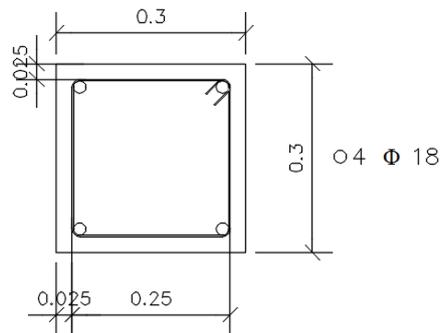


Figura 2-16 COL 0.3x0.3 pórtico bloque 8



Figura 2-17 VIGAS pórtico bloque 8

2.2.2 Determinación del período de vibración

Para obtener el período fundamental de los pórticos analizados se realizó mediante análisis modal. En el análisis modal se detalla una estructura en base a sus parámetros modales que son frecuencia, amortiguamiento y modos de vibración. Los modos de vibración están en función de la masa y de la rigidez de la estructura, de manera que es necesario identificar estos datos para determinar la respuesta de la estructura cuando actúan fuerzas en ésta.

Se realizaron dos modelaciones en el software OpenSees, una elástica modal y una con fibras, para así comparar que el período fundamental del pórtico analizado sea igual en los dos casos, tal que nos indique que las secciones dispuestas en fibras son correctas.

La modelación en fibras propuesta en esta investigación es correcta ya que los períodos obtenidos son iguales en los dos casos de análisis.

Tabla 2–8 Cuadro de masas de pórticos en toneladas

CUADRO DE MASAS	
Pórtico 2 Cubierta	42 tonf
Pórtico 2 Primera planta	56.1 tonf
Pórtico 6	51.8 tonf
Pórtico 7	46.2 tonf
Pórtico 8	19.8 tonf

2.2.2.1 Modelación de las secciones análisis modal elástico

Se definen las secciones de la siguiente manera en el software OpenSees:

```
# Seccion cuadrada de columnas 30X30 (Confinada y no Confinada)
# Seccion con fibras
set Width [expr 30*$cm]
set Depth [expr 30*$cm]
set A_1 [expr $Width*$Depth]
set I_1 [expr ($Width*$Depth*$Depth*$Depth)/12]
```

Figura 2–18 Definición de secciones en OpenSees.

En donde:

- “Width” = ancho de la sección 1
- “Depth” = altura de la sección 1
- A_1 = Área de la sección 1
- I_1 = Inercia de la sección 1

2.2.2.2 Modelación de las secciones en fibras

La generación de secciones es el paso previo a la generación de modelos de elementos vigas o columnas para el análisis no-lineal de una estructura.

Para simular correctamente la relación momento-curvatura de una sección de hormigón armado se debe definir correctamente la geometría de la sección y la relación esfuerzo-deformación de los materiales constituyentes. Cuando la sección contenga una cantidad considerable de refuerzo transversal, la relación esfuerzo-deformación del hormigón confinado es diferente a la del hormigón de recubrimiento (no-confinado) tal como se muestra en la siguiente figura. (RÓMMEL VLADIMIR MERCHÁN SALINAS, 2010)

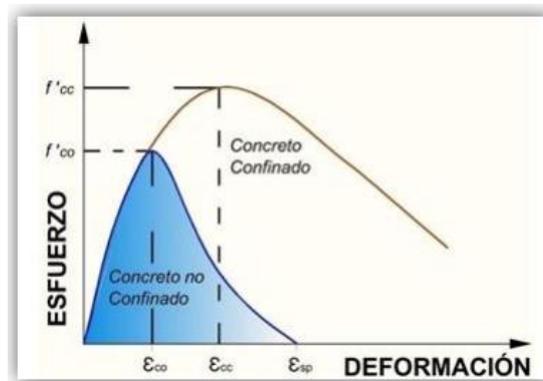


Figura 2–19 Esfuerzo deformación del concreto. (RÓMMEL VLADIMIR MERCHÁN SALINAS, 2010)

Para este caso de estudio, se han determinado las siguientes características para el hormigón:

Tabla 2–9 Características del hormigón confinado, no confinado y varillas para la modelación en fibras

Concreto confinado	Concreto no confinado	Varillas de acero
$f'c = 3.7 \text{ ksi}$	$f'c = 2.987 \text{ ksi}$	$F_y = 60 \text{ ksi}$
$\epsilon_{sc0} = 0.0051$	$\epsilon_{sc0} = 0.0022$	$E = 3000 \text{ Ksi}$
$f'c_u = 2.87 \text{ ksi}$	$f'c_u = 0$	
$\epsilon_{scu} = 0.025$	$\epsilon_{scu} = 0.006$	

La definición de la sección en fibras se la ejecuta de la siguiente forma:

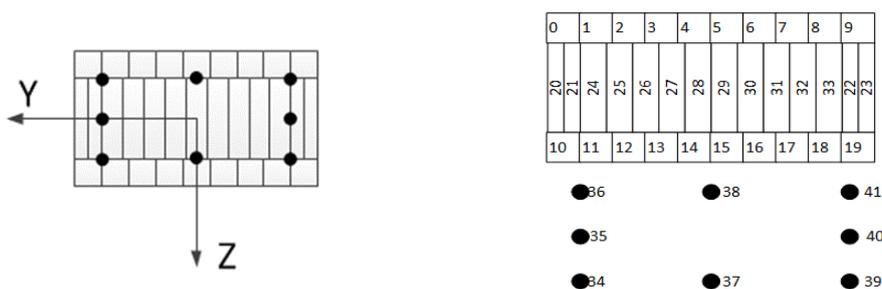


Figura 2–20 Dirección de ejes modelación en fibras y distribución de fibras en la sección para OpenSees

En OpenSees las secciones en fibras se las define tal como se muestra en la siguiente figura:

```
# Seccion Rectangular columnas 30*30
set Section1 1
section Fiber $Section1 {
# Hormigon sin confinado
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]
# Varillas
layer straight $AsVar20 2 $As [expr $Depth/2-$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr $Depth/2-$cover] [expr -$Width/2+$cover]
layer straight $AsVar20 2 $As [expr -$Depth/2+$cover] [expr $Width/2-$cover] [expr -$Depth/2+$cover] [expr -$Width/2+$cover]
}
```

Figura 2–21 Definición de secciones en fibras OpenSees.

En donde:

- “Section1” = Sección de columnas 0.3 m x 0.3 m
- “Width” = ancho de la sección 1
- “Depth” = altura de la sección 1
- “Cover” = recubrimiento

Este proceso es más detallado y minucioso al momento de definir las secciones de los elementos estructurales, se los detalla mediante sistema de coordenadas discretizando en rectángulos la sección de hormigón confinado y desconfiado, y, para las varillas de refuerzo se establecen coordenadas puntuales.

Períodos obtenidos:

Tabla 2–10 Periodos de los pórticos analizados.

Pórtico	Periodo (seg)
Pórtico bloque 2	0.685
Pórtico bloque 6	0.491
Pórtico bloque 7	0.437
Pórtico bloque 8	0.345

Pórtico bloque 2

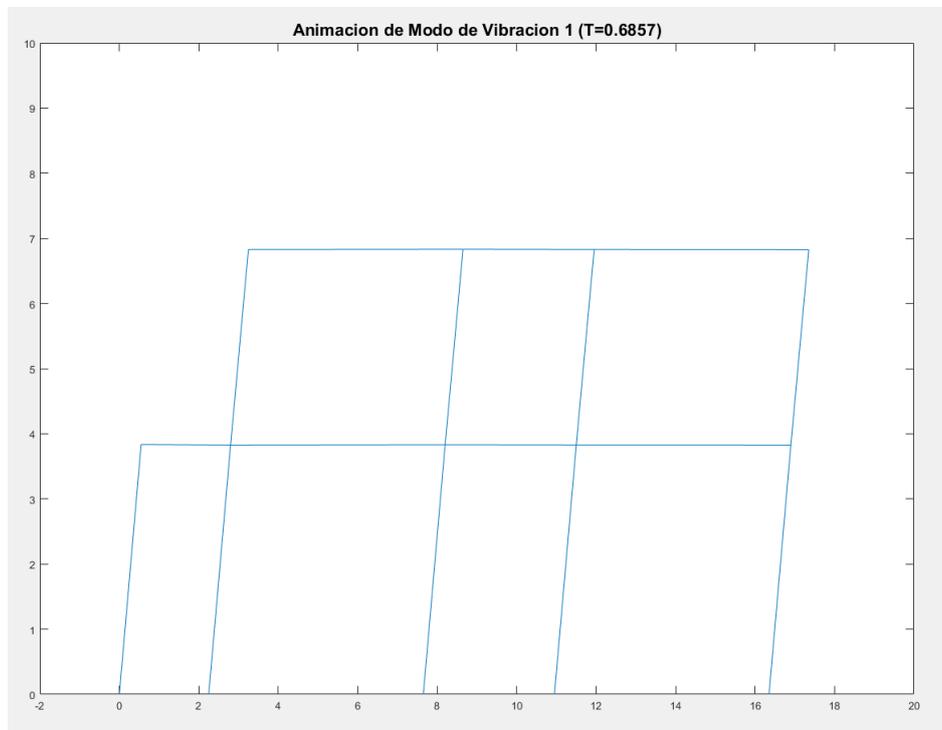


Figura 2–22 Pórtico bloque 2 $T = 0.685$ seg

Pórtico bloque 6

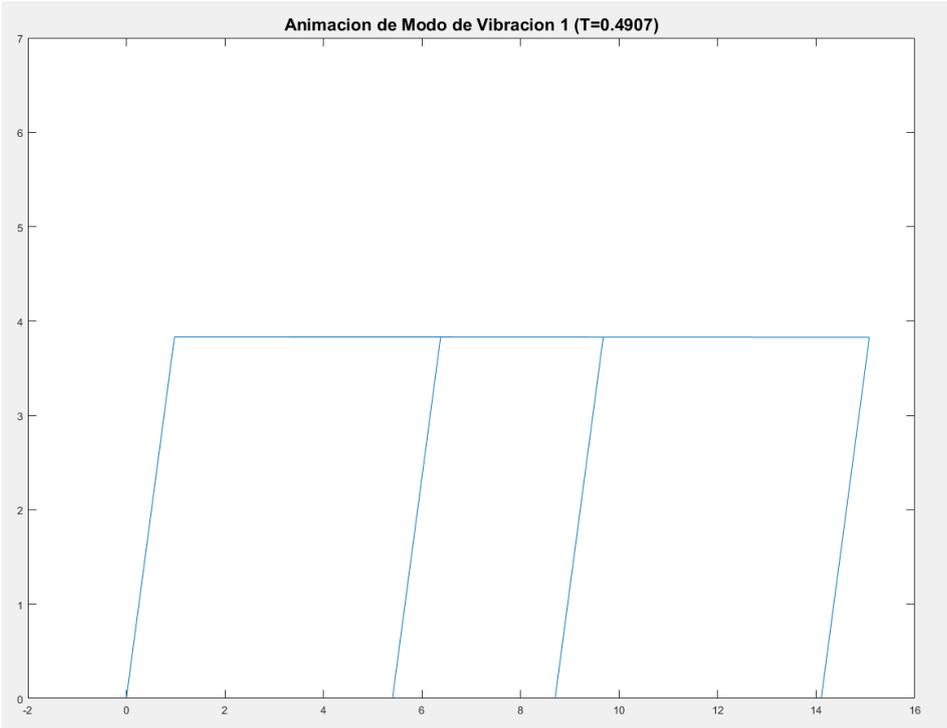


Figura 2-23 Pórtico bloque 6 $T = 0.491$ seg

Pórtico bloque 7

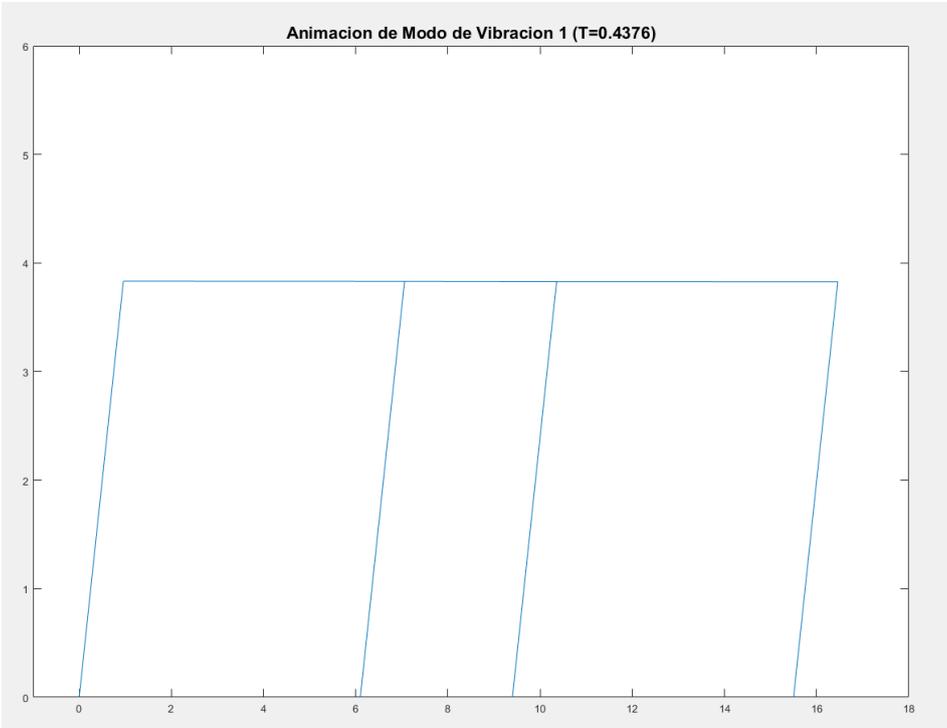


Figura 2-24 Pórtico bloque 7 $T = 0.437$ seg

Pórtico bloque 8

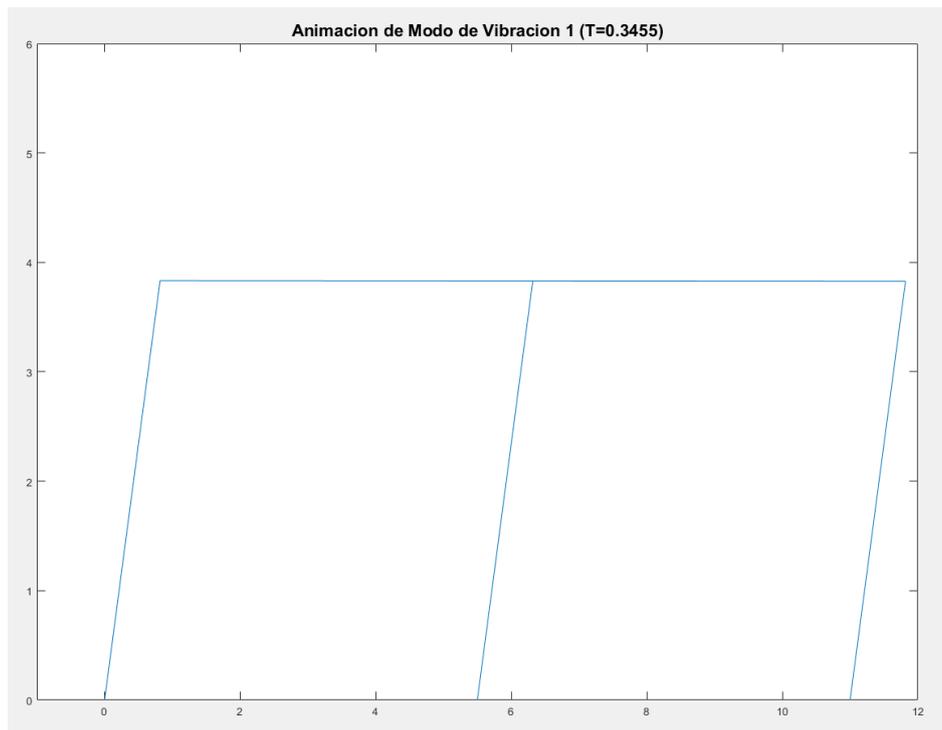


Figura 2–25 Pórtico bloque 8 $T = 0.345$ seg

2.2.3 Análisis dinámico lineal

Obtenidos ya los períodos fundamentales de los diferentes pórticos el siguiente paso es realizar el análisis dinámico lineal en el cual se obtendrán las derivas máximas. El escalamiento de este análisis paso a paso en el tiempo se elabora con no menos de 3 eventos sísmicos (NEC - Peligro Sísmico, 2014,59), en el que se tomará para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés.

2.2.3.1 Escalamiento sísmico

Los espectros sísmicos que intervienen en el estudio realizado, corresponden al terremoto del 16 de abril de 2016 que tuvo lugar en el litoral ecuatoriano con una magnitud de 7.8 grados en la escala de Richter y fueron proporcionados por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. Estos espectros han sido escalados conforme lo estipulado en el capítulo 6 de la NEC de peligro sísmico. El espectro presente en la figura tiene un período de retorno de 475 años. (En este espectro no está considerado el factor de importancia 1,5 para edificaciones esenciales tal como se dispone en los hospitales.)

$$Factor\ escalar\ en\ OpenSees = \frac{(FACT.ESCAL) * I}{\phi E * \phi P * R}$$

Ecuación 1

Dónde:

- FACT.ESCAL = Factor escalar obtenido del escalamiento sísmico para cada pórtilo (revisar figura 16, 17, 18, 19)
- I = factor de importancia, en este caso al ser un hospital es una edificación esencial por lo tanto es 1,5
- ϕE = coeficiente de irregularidad en elevación. No existe irregularidad. = 0.9 (NEC - Peligro sísmico, 2014)
- ϕP = coeficiente de irregularidad en planta. No existe irregularidad = 0.9 (NEC - Peligro sísmico, 2014)
- R = 8 “Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas” (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

Tabla 2–11 Sismos

SISMOS	
AMNT-E	50.04 seg
AMNT-N	50.04 seg
ASDO-N	80.04 seg

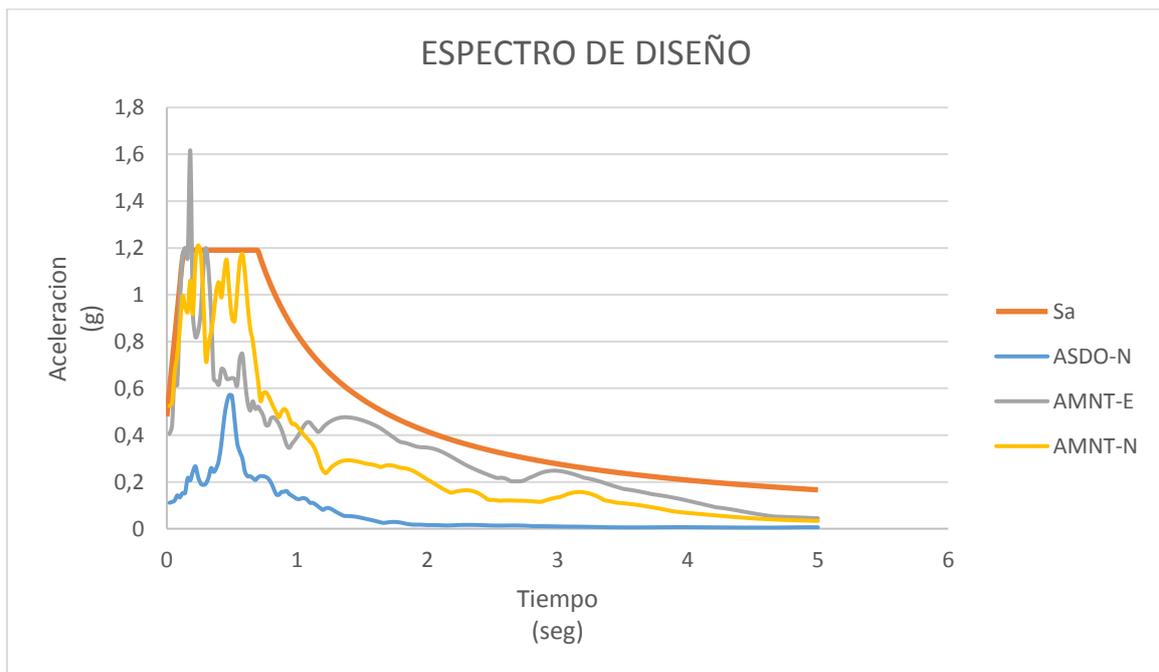


Figura 2–26 Espectros de sismos de diseño

2.2.3.1.1 Factor escalar pórtico bloque 2

						SS		
ESPECTRO	Periodo	0.69	1.1888128	0.2T	1.5T	0.07483393		
	Lim Inf	0.68	1.1904	0.138	1.035	1.08088702		
	Lim Sup	0.7	1.1872256					
				FSP	SS	FACT. ESCAL	OpenSees	
ASDO-N	Periodo	0.69	0.2137	5.5629986	1.08088702	6.01297297	1.39189189	
	Lim Inf	0.68	0.2081					
	Lim Sup	0.7	0.2193					
				2.29988934	1.08088702	2.48592053	0.57544457	
AMNT-E	Periodo	0.69	0.5169					
	Lim Inf	0.68	0.5119					
	Lim Sup	0.7	0.5219					
				1.75950981	1.08088702	1.90183131	0.44023873	
AMNT-N	Periodo	0.69	0.67565					
	Lim Inf	0.68	0.717					
	Lim Sup	0.7	0.6343					

Figura 2–27 Factores escalares para pórtico de bloque 2

2.2.3.1.2 Factor escalar pórtico bloque 6

						SS		
ESPECTRO	Periodo	0.49	1.1904	0.2T	1.5T	0.4595378		
	Lim Inf	0.48	1.1904	0.098	0.735	1.8502683		
	Lim Sup	0.5	1.1904					
				FSP	SS	FACT. ESCAL	OpenSees	
ASDO-N	Periodo	0.49	0.56945	2.0904381	1.85026828	3.8678714	0.8953406	
	Lim Inf	0.48	0.5712					
	Lim Sup	0.5	0.5677					
				1.8536282	1.85026828	3.4297094	0.6430705	
AMNT-E	Periodo	0.49	0.6422					
	Lim Inf	0.48	0.6404					
	Lim Sup	0.5	0.644					
				1.2441472	1.85026828	2.302006	0.4316261	
AMNT-N	Periodo	0.49	0.9568					
	Lim Inf	0.48	1.013					
	Lim Sup	0.5	0.9006					

Figura 2–28 Factores escalares para pórtico de bloque 6

2.2.3.1.3 Factor escalar pórtico bloque 7

						SS		
ESPECTRO	Periodo	0.441	1.1904	0.2T	1.5T	0.3974118		
	Lim Inf	0.44	1.1904	0.0882	0.6615	1.6595081		
	Lim Sup	0.46	1.1904					
				FSP	SS	FACT. ESCAL	OpenSees	
ASDO-N	Periodo	0.441	0.474225	2.5102009	1.65950811	4.1656987	0.9642821	
	Lim Inf	0.44	0.4709					
	Lim Sup	0.46	0.5374					
				1.7654911	1.65950811	2.9298467	0.6782053	
AMNT-E	Periodo	0.441	0.67426					
	Lim Inf	0.44	0.676					
	Lim Sup	0.46	0.6412					
				1.087774	1.65950811	1.8051697	0.4178634	
AMNT-N	Periodo	0.441	1.094345					
	Lim Inf	0.44	1.0915					
	Lim Sup	0.46	1.1484					

Figura 2–29 Factores escalares para pórtico de bloque 7

2.2.3.1.4 Factor escalar pórtico bloque 8

						SS		
ESPECTRO	Periodo	0.341	1.1904	0.2T	1.5T	0.10534396		
	Lim Inf	0.34	1.1904	0.0682	0.5115	1.117748		
	Lim Sup	0.36	1.1904					
				FSP	SS	FACT. ESCAL.	OpenSees	
ASDO-N	Periodo	0.341	0.258385	4.60707858	1.117748003	5.14955289	1.19202613	
	Lim Inf	0.34	0.2592					
	Lim Sup	0.36	0.2429					
AMNT-E	Periodo	0.341	0.905405	1.31477074	1.117748003	1.46958237	0.3401811	
	Lim Inf	0.34	0.9193					
	Lim Sup	0.36	0.6414					
AMNT-N	Periodo	0.341	0.844725	1.40921602	1.117748003	1.57514839	0.36461768	
	Lim Inf	0.34	0.8409					
	Lim Sup	0.36	0.9174					

Figura 2–30 Factores escalares para pórtico de bloque 8

2.2.3.1.5 Sismos escalados

Conforme lo estipulado en la NEC, los sismos escalados, al ser solo 3, ninguno de ellos puede estar bajo el espectro de diseño en el rango de 0.2T a 1.5T como se aprecia en el siguiente ejemplo del pórtico del bloque 7.

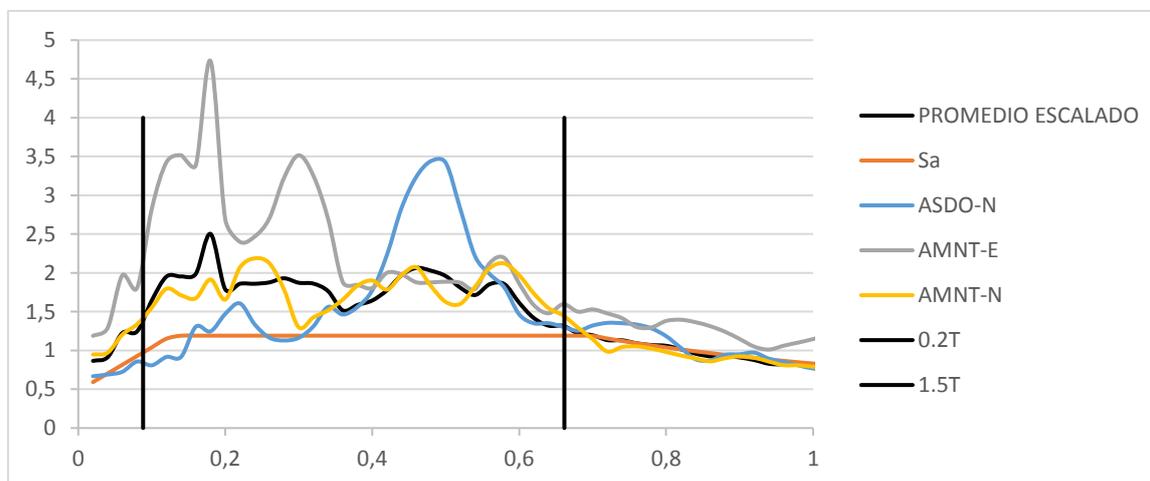


Figura 2–31 Escalamiento pórtico bloque 7

2.2.3.2 Derivas de piso

Con los sismos escalados correctamente, procedemos a calcular los desplazamientos obtenidos en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas en OpenSees, con las cuales es posible determinar las derivas inelásticas según lo indicado en las secciones 4.2.2 y 6.3.9 de la NEC de peligro sísmico. En la sección 4.2.2 se establece el límite

máximo de las derivas en 2% mientras que en la sección 6.3.9 nos indica que la deriva máxima es:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Ecuación 2

Dónde:

- ΔM Deriva máxima inelástica.
- ΔE Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.
- R Factor de reducción de resistencia.

$R = 8$ “Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas” (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

2.2.3.2.1 Deriva de piso pórtico bloque 2

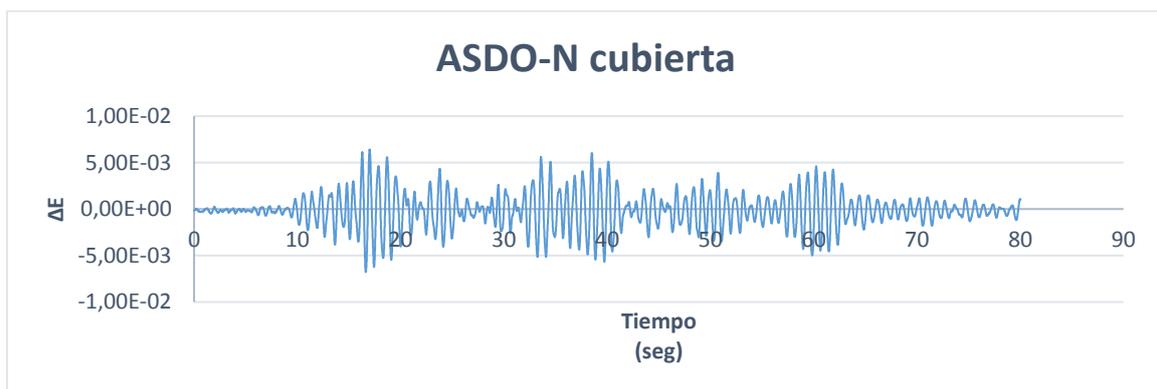


Figura 2–32 Derivas pórtico bloque 2 cubierta sismo ASDO-N.

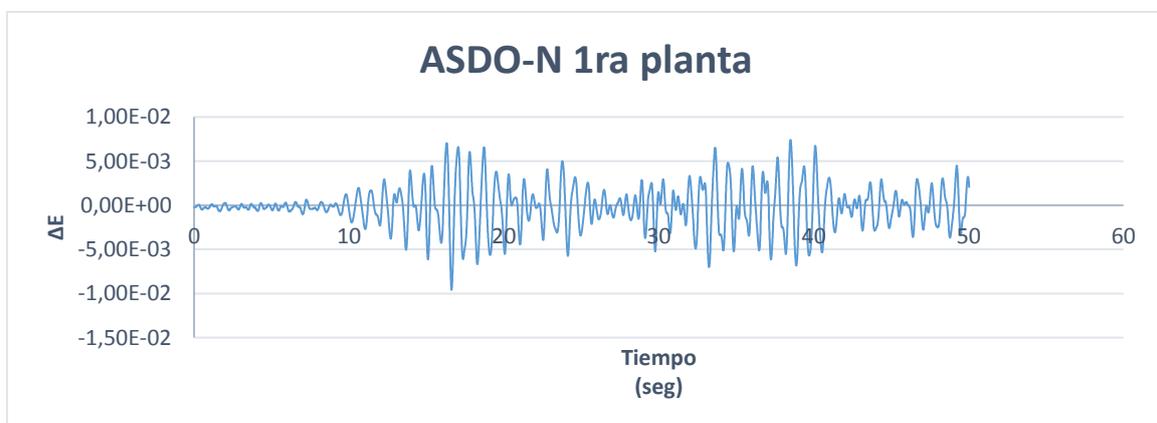


Figura 2–33 Derivas pórtico bloque 2 primera planta sismo ASDO-N.

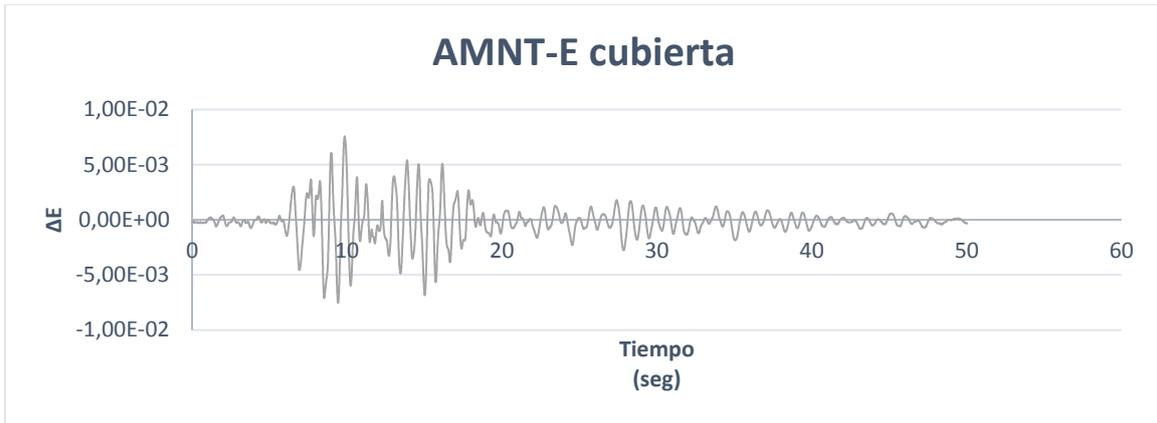


Figura 2–34 Derivas pórtico bloque 2 cubierta sismo AMNT-E.

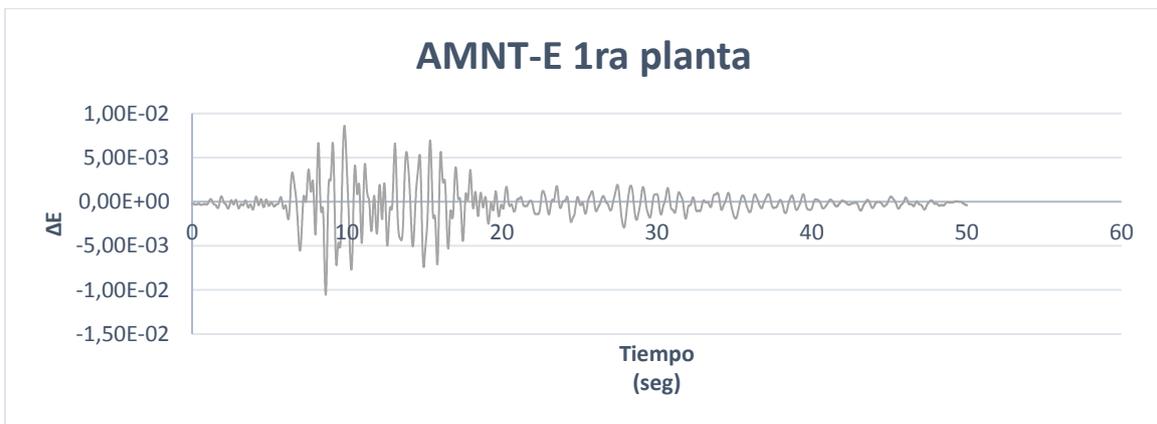


Figura 2–35 Derivas pórtico bloque 2 planta sismo AMNT-E.

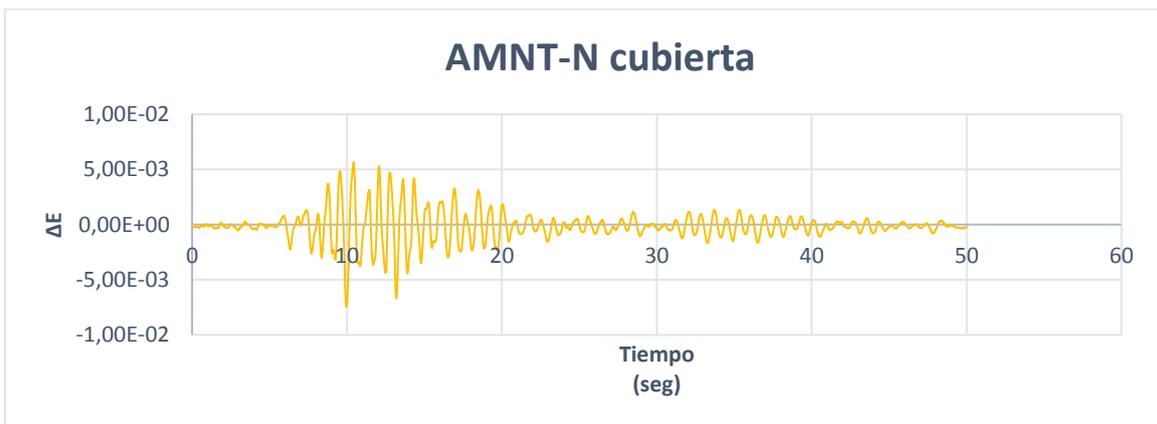


Figura 2–36 Derivas pórtico bloque 2 cubierta sismo AMNT-N.

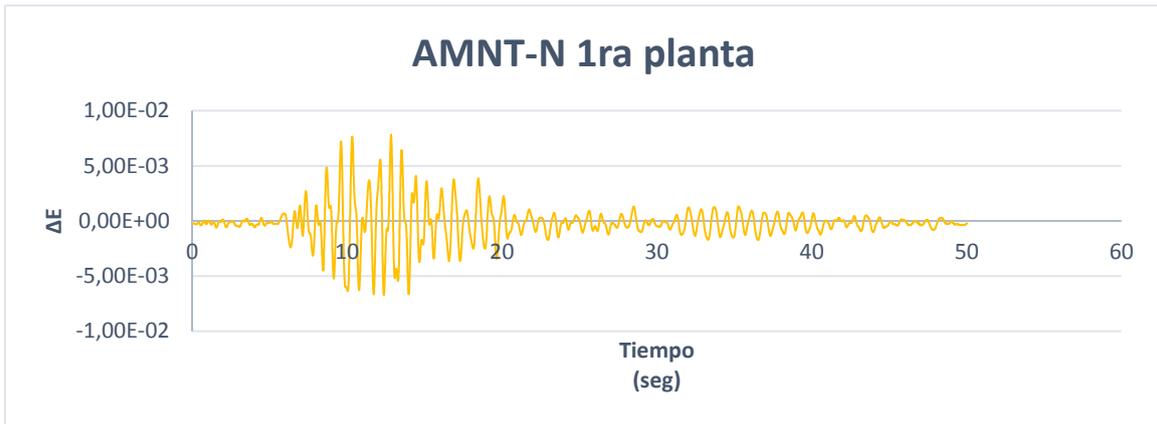


Figura 2–37 Derivas pórtico bloque 2 planta sismo AMNT-N.

Tabla 2–12 Resultados derivas pórtico bloque 2.

Derivas pórtico bloque 2 OpenSees				
SISMO	ΔE	ΔM	$\% \Delta M$	Resultado
ESPECTRO CUBIERTA	0.004823	0.028938	2.894%	no cumple
ESPECTRO 1era PLANTA	0.005131	0.030786	3.079%	no cumple
ASDO-N CUBIERTA	0.00676981	0.04061886	4.062%	no cumple
ASDO-N 1era PLANTA	0.00959521	0.05757126	5.757%	no cumple
AMNT-E CUBIERTA	0.00757372	0.04544232	4.544%	no cumple
AMNT-E 1era PLANTA	0.0105582	0.0633492	6.335%	no cumple
AMNT-N CUBIERTA	0.00745681	0.04474086	4.474%	no cumple
AMNT-N 1era PLANTA	0.00782594	0.04695564	4.696%	no cumple

2.2.3.2.2 Deriva de piso pórtico bloque 6

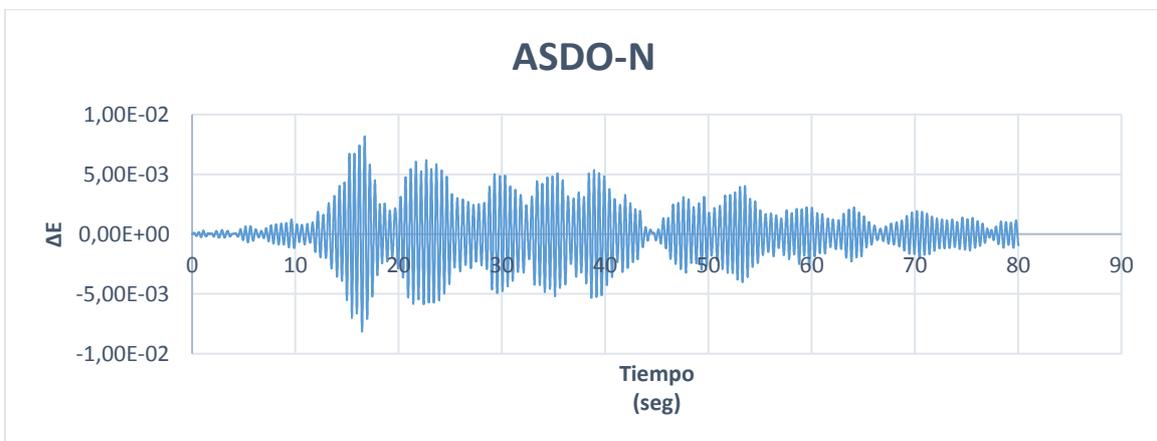


Figura 2–38 Derivas pórtico bloque 6 sismo ASDO-N.

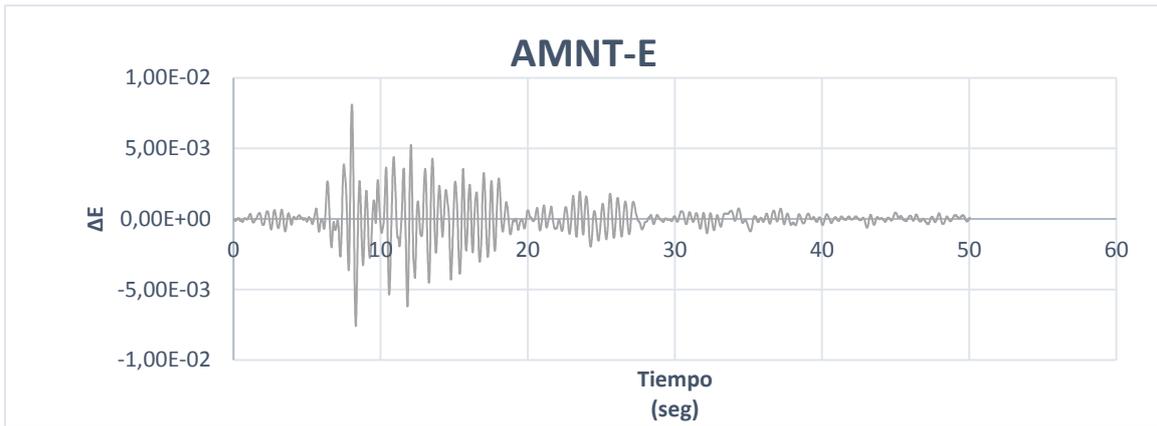


Figura 2–39 Derivas pórtico bloque 6 sismo AMNT-E

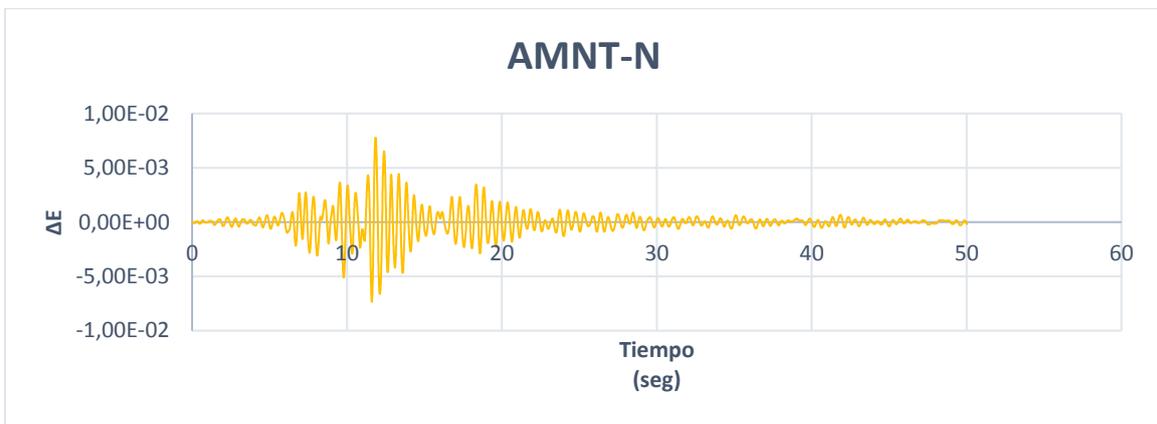


Figura 2–40 Derivas pórtico bloque 6 sismo AMNT-N.

Tabla 2–13 Resultados derivas pórtico bloque 6.

Derivas pórtico bloque 6 OpenSees				
SISMO	ΔE	ΔM	$\% \Delta M$	Resultado
ESPECTRO	0.0036	0.0217	2.17%	no cumple
ASDO-N	0.0082	0.0491	4.91%	no cumple
AMNT-E	0.0081	0.0487	4.87%	no cumple
AMNT-N	0.0078	0.0467	4.67%	no cumple

2.2.3.2.3 Derivas de piso pórtico bloque 7

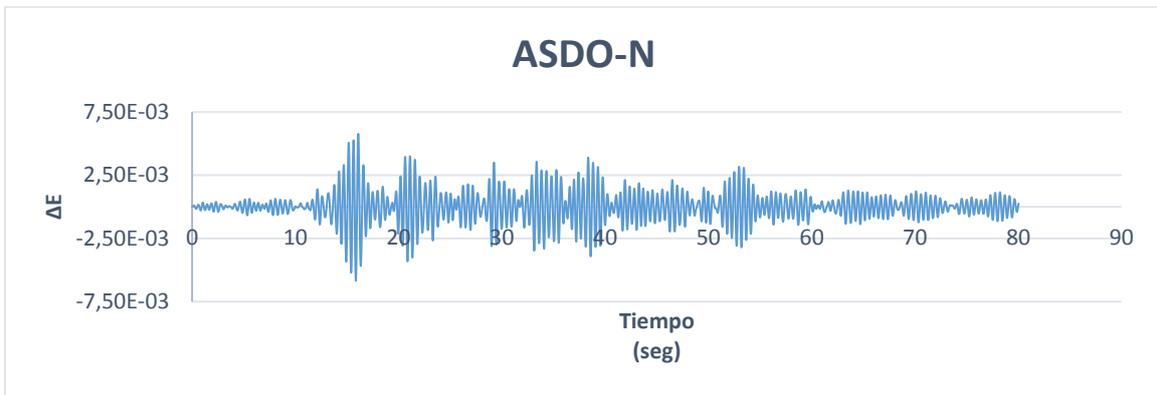


Figura 2–41 Deriva pórtico bloque 7 sismo ASDO-N

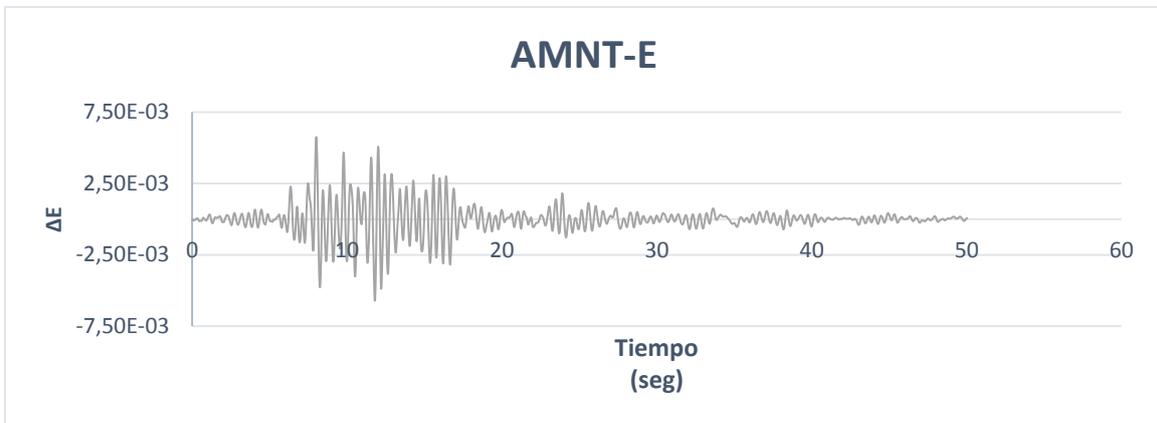


Figura 2–42 Derivas pórtico bloque 7 sismo AMNT-E.

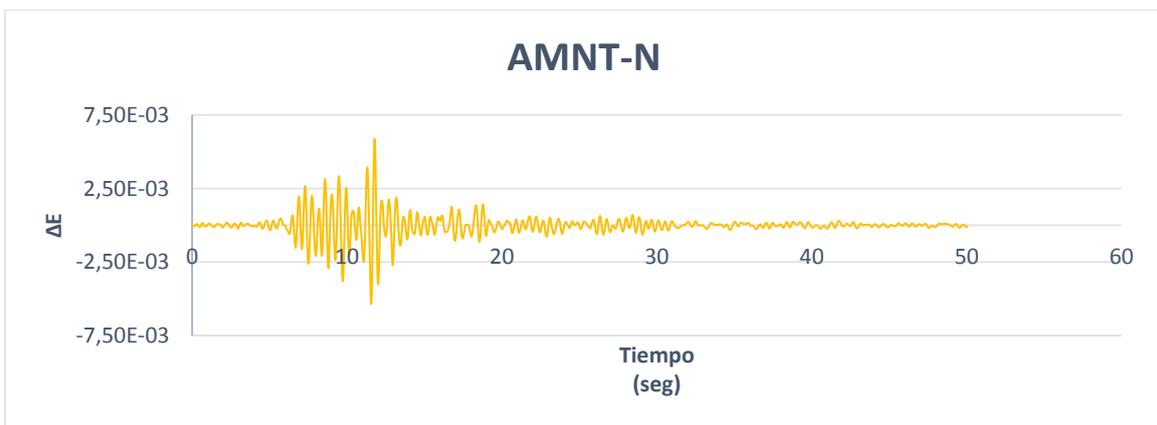


Figura 2–43 Derivas pórtico bloque 7 sismo AMNT-N

Tabla 2–14 Resultados derivas pórtico bloque 7

Derivas pórtico bloque 7 OpenSees				
SISMO	ΔE	ΔM	$\% \Delta M$	Resultado
ESPECTRO	0.002853	0.017118	1.712%	cumple
ASDO-N	0.00584468	0.03506808	3.507%	no cumple
AMNT-E	0.00575282	0.03451692	3.452%	no cumple
AMNT-N	0.00586752	0.03520512	3.521%	no cumple

2.2.3.2.4 Deriva de piso pórtico bloque 8

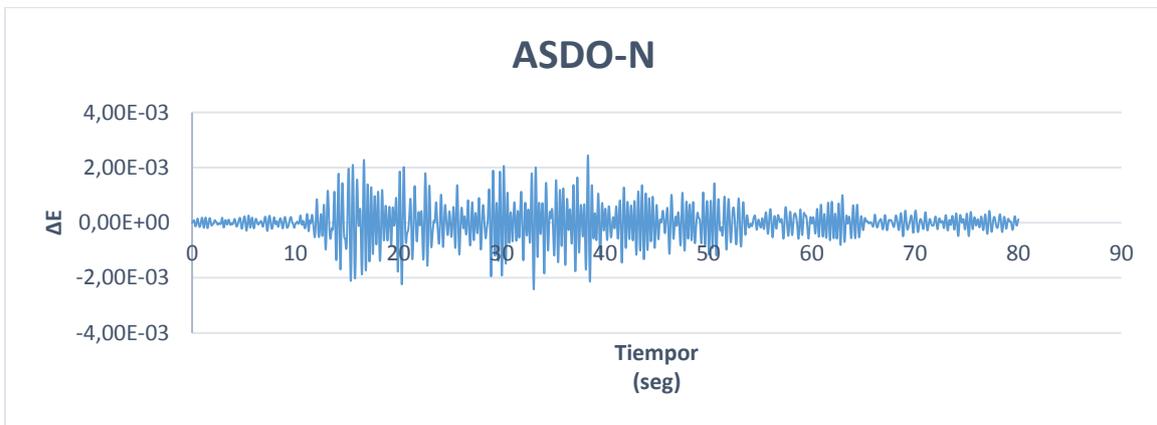


Figura 2–44 Derivas pórtico bloque 8 sismo ASDO-N

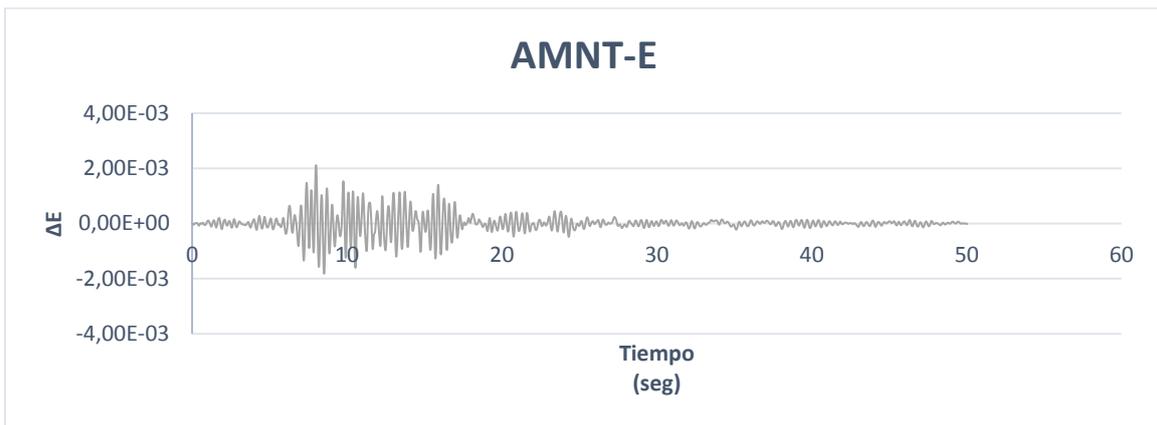


Figura 2–45 Derivas pórtico bloque 8 sismo AMNT-E.

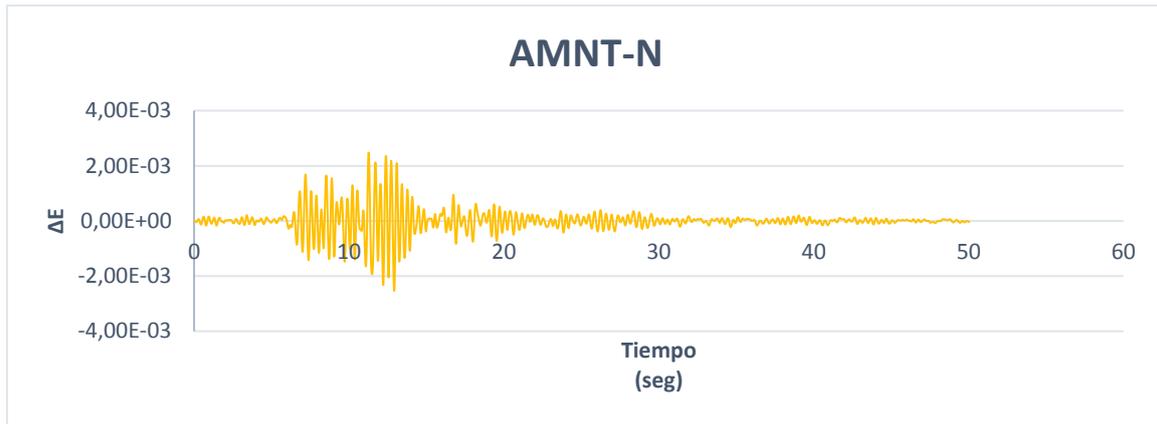


Figura 2–46 Derivas pórtico bloque 8 sismo AMNT-N

Tabla 2–15 Resultados derivas pórtico bloque 8.

Derivas pórtico bloque 8 OpenSees				
SISMO	ΔE	ΔM	% ΔM	Resultado
ESPECTRO	0.001582	0.009492	0.949%	cumple
ASDO-N	0.00244346	0.01466076	1.466%	cumple
AMNT-E	0.00211387	0.01268322	1.268%	cumple
AMNT-N	0.00247855	0.0148713	1.487%	cumple

2.2.4 Análisis estático no lineal *Pushover*

En análisis estático no lineal, *Pushover* o NSP, trata de un modelo que se lo analiza hasta un desplazamiento objetivo, para así determinar las deformaciones y fuerzas internas que resultan. En el modelo matemático de la edificación se aplica fuerzas laterales hasta que el desplazamiento objetivo sea excedido o se dé el colapso de la edificación. El desplazamiento objetivo debe ser definido como el desplazamiento máximo probable experimentado durante el sismo de diseño. (FEMA-273, 1997)

Para concretar correctamente el análisis *Pushover* es necesario considerar los efectos P-delta que se generan en las estructuras. El análisis P-delta es un tipo de análisis que es particularmente importante para el desplazamiento lateral de estructuras que experimentan una carga gravitacional. (COMINO, 2016)

Un análisis lineal considera las fuerzas laterales que generan los desplazamientos, pero si el modelo analizado presenta cargas gravitacionales, el desplazamiento va a ser mayor debido a los momentos secundarios que estas cargas generan sobre la misma ($P \times \Delta$).

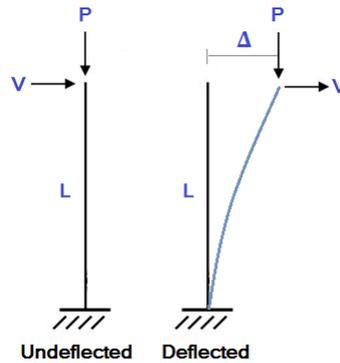


Figura 2-47 Efecto Pdelta

El desplazamiento objetivo para este análisis se fijó en 10 centímetros, con un incremento de 0.01 cm. En este se obtiene las curvas de capacidad, una realizando un análisis lineal, y en la otra considerando el efecto P-delta; las curvas representan las fuerzas laterales aplicadas a la edificación vs los desplazamientos que éstas generan en la misma.

2.2.4.1 Cortante basal de diseño

El cortante basal de diseño V se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{\phi E * \phi P * R} * W$$

Ecuación 3

Dónde:

- V = cortante basal de diseño
- I = factor de importancia de la estructura
- R = factor de reducción de la resistencia sísmica
- ϕE y ϕP = Coeficientes de configuración de planta y de piso 0.9
- W = Carga sísmica reactiva
- Ta = Período de vibración

En OpenSees se realizó en análisis *pushover* con los dos efectos indicados anteriormente (lineal y P-delta). Los cortantes basales obtenidos de los pórticos estudiados representan tasas de excedencia anual 0.002 ($Tr = 475$ años) y 0.0004 ($Tr = 2500$ años). Con las curvas

de *pushover* generadas y los cortantes basales se puede obtener la sobre resistencia que se presenta en cada pórtico.

La sobre resistencia se define como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño. (NEC - Peligro Sísmico, 2014)

2.2.4.2 Pushover pórtico bloque 2

Tabla 2–16 Sobre resistencia pórtico bloque 2

Unidades	MAX PDELTA	V	MAX PDELTA/V
	Newtons	Newtons	(Sobre-resistencia)
Cortante basal 475 años	333240	303937.7778	1.10
	333240	303937.7778	1.10
Cortante basal 2500 años	333240	462136.5741	0.72
	333240	462136.5741	0.72

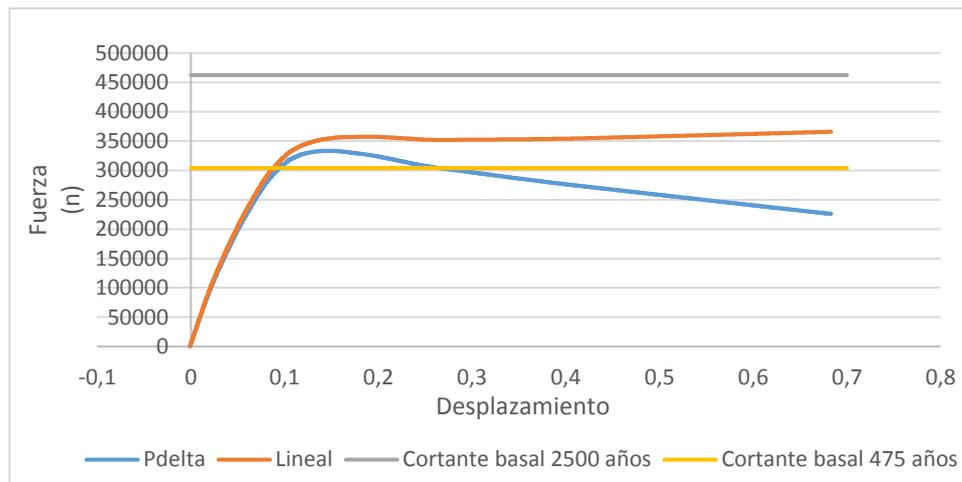


Figura 2–48 Pushover pórtico bloque 2

2.2.4.3 Pushover pórtico bloque 6

Tabla 2–17 Sobre resistencia pórtico bloque 6

Unidades	MAX PDELTA	V	MAX PDELTA/V
	Newtons	Newtons	(Sobre-resistencia)
Cortante basal 475 años	281912	160373.3333	1.76
	281912	160373.3333	1.76
Cortante basal 2500 años	281912	243847.2222	1.16
	281912	243847.2222	1.16

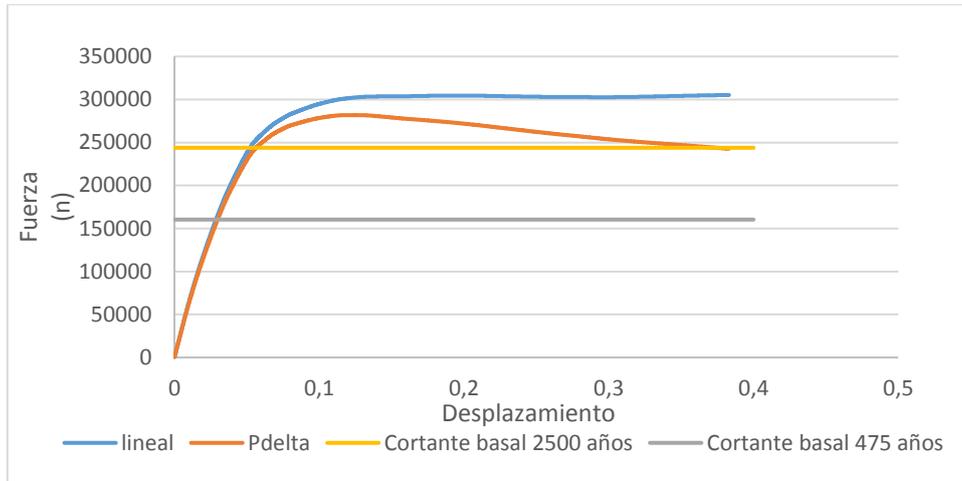


Figura 2–49 Pushover pórtico bloque 6

2.2.4.4 Pushover pórtico bloque 7

Tabla 2–18 Sobre resistencia pórtico bloque 7

Unidades	MAX PDELTA Newtons	V Newtons	MAX PDELTA/V (Sobre-resistencia)
Cortante basal 475 años	342844	127306.6667	2.693
	342844	127306.6667	2.693
Cortante basal 2500 años	342844	193081.7778	1.776
	342844	193081.7778	1.776

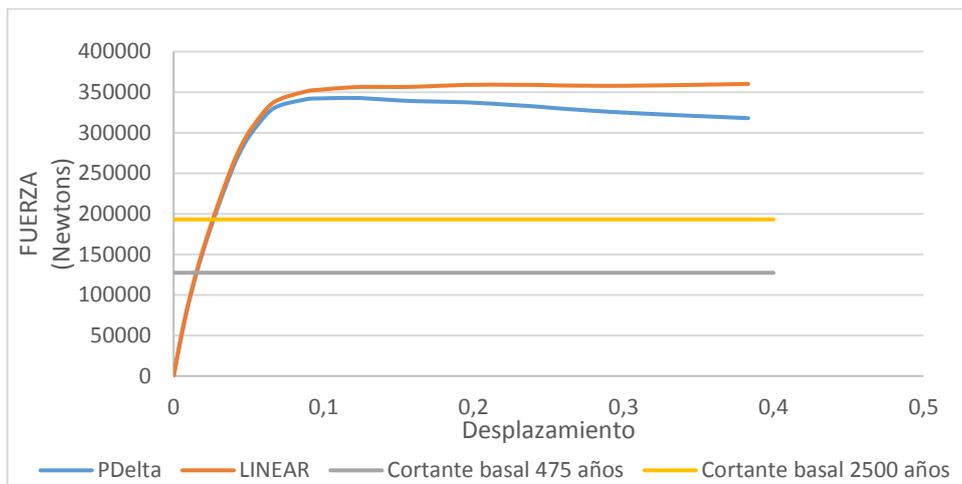


Figura 2–50 Pushover pórtico bloque 7

2.2.4.5 Pushover pórtico bloque 8

Tabla 2–19 Sobre resistencia pórtico bloque 8

	MAX PDELTA	V	MAX PDELTA/V
Unidades	Newtons	Newtons	(Sobre-resistencia)
Cortante basal 475 años	254302	52906.66667	4.807
	254302	52906.66667	4.807
Cortante basal 2500 años	254302	80241.77778	3.169
	254302	80241.77778	3.169

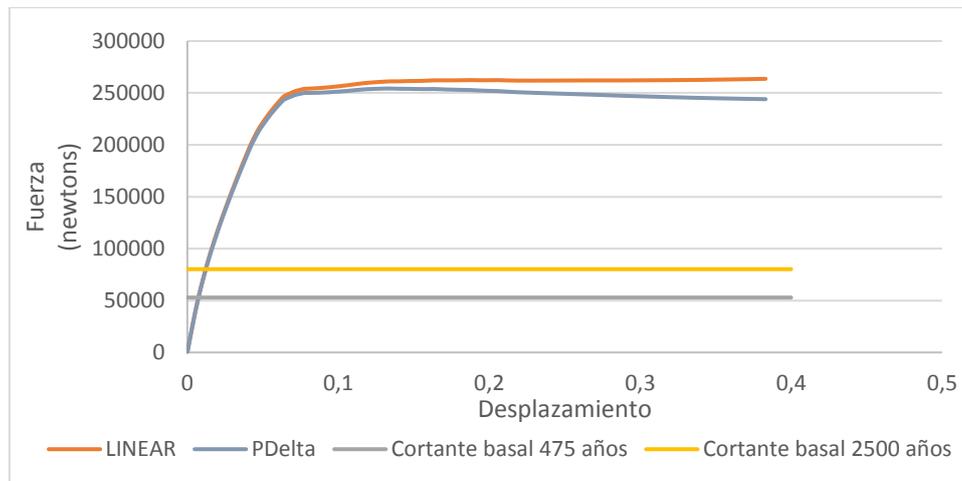


Figura 2–51 Pushover pórtico bloque 8

2.2.5 Vibración libre

“Se dice que una estructura experimenta vibración libre cuando es perturbada de su posición de equilibrio estático y después se deja vibrar sin ninguna excitación dinámica externa. (...) Se verá que la razón de decaimiento del movimiento en vibración libre está controlada por la fracción de amortiguamiento.” (Chopra, 2014)

El análisis de vibración libre puede entenderse como la acción de empujar un desplazamiento determinado al último piso de la estructura analizada y dejarle que vibre libremente hasta que regrese a su posición original.

En este caso, en OpenSees se definió un amortiguamiento del 3%, el mismo que se utiliza en análisis dinámicos no lineales. El desplazamiento que se introdujo a los pórticos, al ser éstos de baja altura, es de 0.5 cm y el incremento es de 0.01 cm durante un período de vibración de 10 segundos.

2.2.5.1 Vibración libre pórtico bloque 2

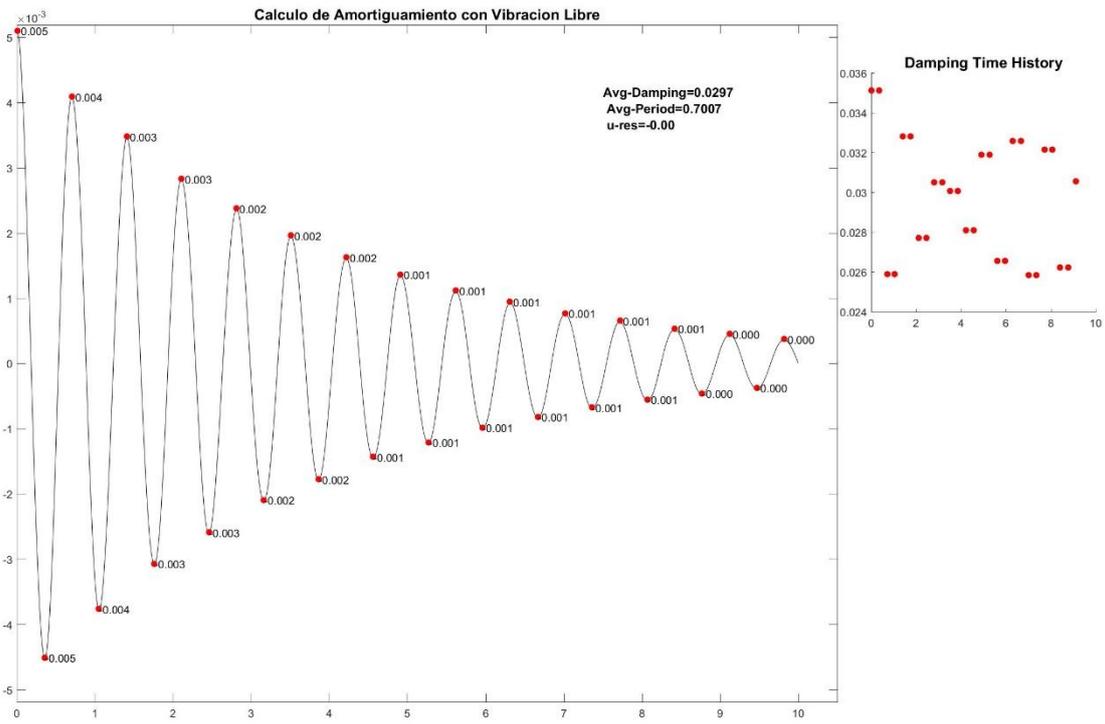


Figura 2-52 Cálculo de amortiguamiento con vibración libre pórtico 2

2.2.5.2 Vibración libre pórtico bloque 6

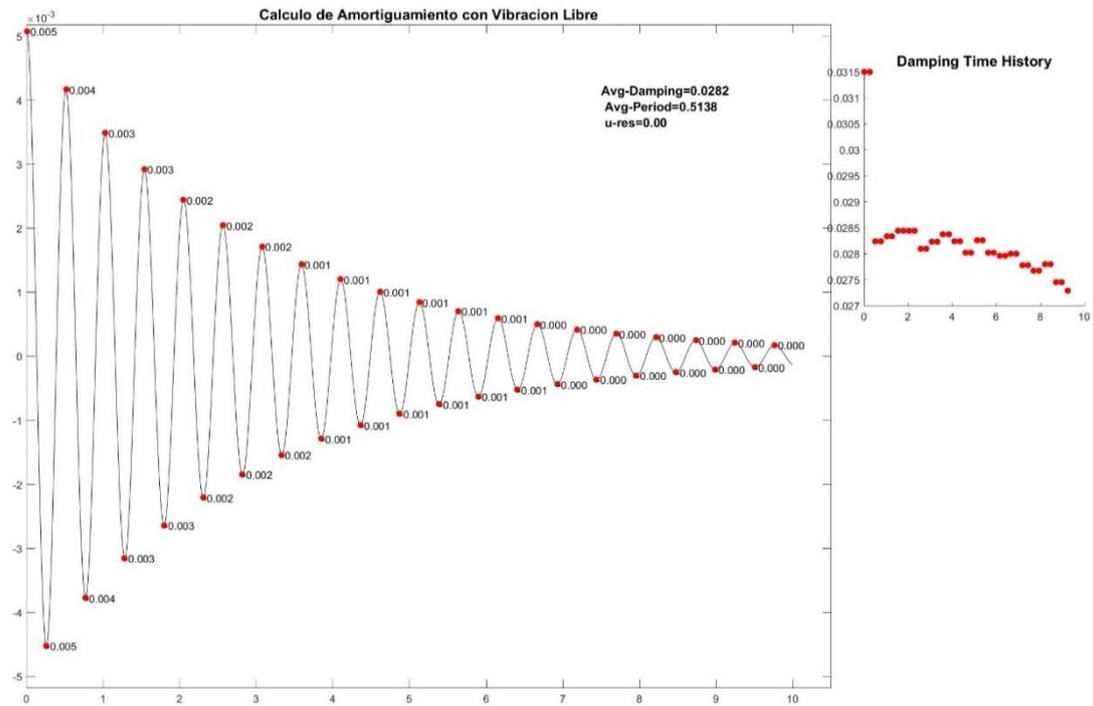


Figura 2-53 Cálculo de amortiguamiento con vibración libre pórtico 6

2.2.5.3 Vibración libre p \acute{o} rtico bloque 7

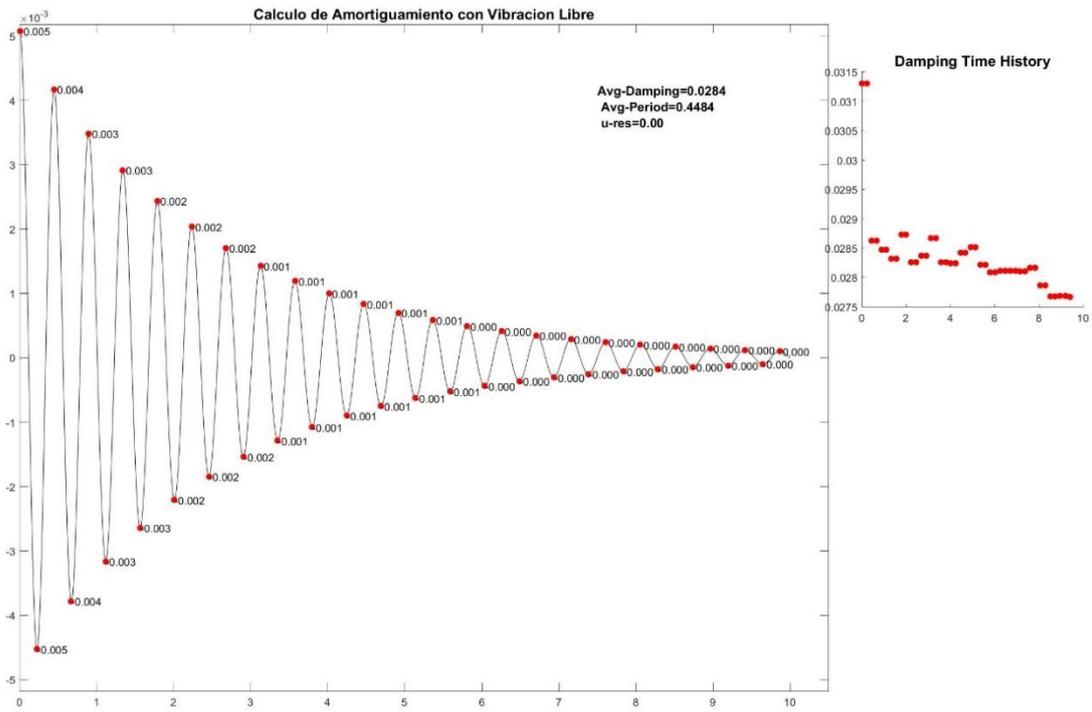


Figura 2–54 Cálculo de amortiguamiento con vibración libre p \acute{o} rtico 7

2.2.5.4 Vibración libre p \acute{o} rtico bloque 8

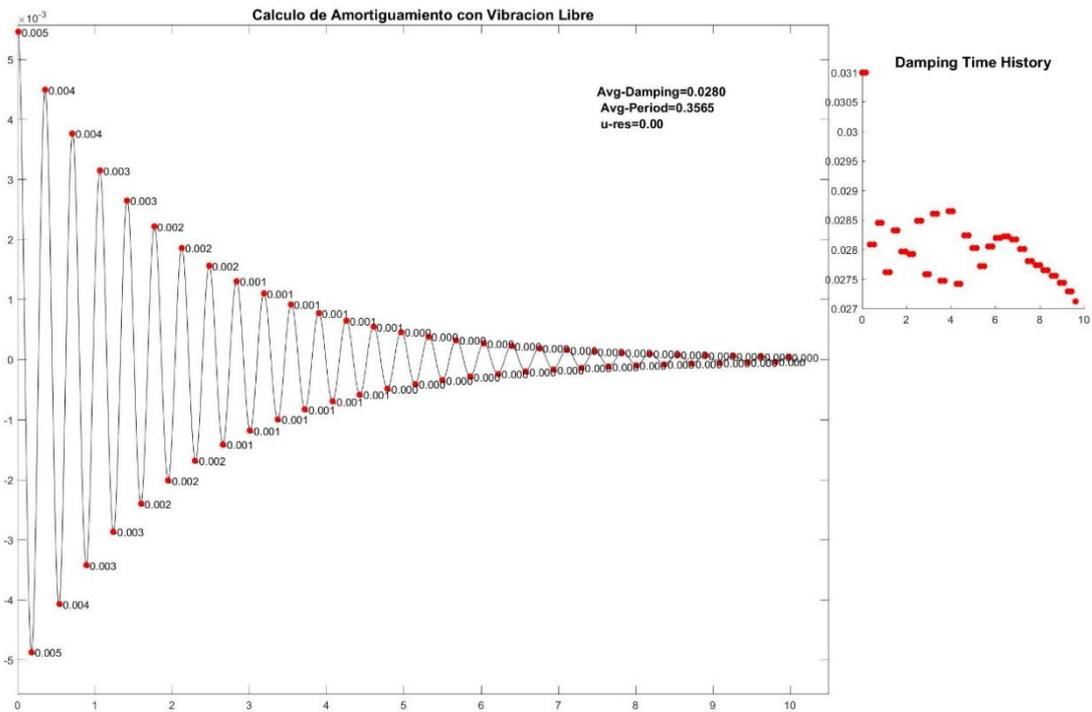


Figura 2–55 Cálculo de amortiguamiento con vibración libre p \acute{o} rtico 8

2.2.6 Análisis dinámico no lineal

Si se selecciona el procedimiento dinámico no lineal (NDP) para el análisis sísmico del edificio, se someterá a un modelo matemático que incorpore directamente las características no lineales de deformación de carga de componentes individuales y elementos del edificio, a un terremoto representado por las historias de tiempo de movimiento del terreno, para obtener fuerzas y desplazamientos. Con el NDP, los desplazamientos de diseño no son desplazamientos establecidos, sino que se determinan directamente a través del análisis dinámico usando el movimiento del suelo y las historias de tiempo. La respuesta calculada puede ser muy alta, ya que es sensible a las características del terreno individual por lo cual se debe analizar los desplazamientos con más de un sismo. (FEMA-356, 2000)

Este análisis requiere de un nuevo escalamiento sísmico, pero en este caso se lo realiza utilizando un espectro de respuesta en aceleraciones que presente un nivel de excedencia de 0.0004 ($T_r = 2500$ años), este espectro se lo realizo en la sección 2.1.2.1.2.

Por lo tanto al igual que en el análisis dinámico lineal, en este análisis dinámico no lineal (ADNL) se requieren factores escalares para los sismos que se utilizara en el estudio. Para obtener estos factores se utiliza la siguiente ecuación:

$$Factor\ escalar\ en\ OpenSees = \frac{(FACT.ESCAL) * I}{\emptyset E * \emptyset P * R}$$

Ecuación 4

Dónde:

- FACT.ESCAL = Factor escalar obtenido del escalamiento sísmico para cada pódico (revisar figura 16, 17, 18, 19)
- I = factor de importancia, en este caso al ser un hospital es una edificación esencial por lo tanto es 1,5
- $\emptyset E$ = coeficiente de irregularidad en elevación. 0.9
- $\emptyset P$ = coeficiente de irregularidad en planta. 0.9
- R = 1 Este análisis se lo realiza en el rango inelástico. (ASCE, 2010)

Tabla 2–20 Factores escala para OpenSees Análisis Dinámico No Lineal

Sismo	Factor Escalar OpenSees			
	Pórtico 2	Pórtico 6	Pórtico 7	Pórtico 8
ASDO-N	16.85	19.16	14.43	12.47
AMNT-E	6.97	16.99	10.16	3.56
AMNT-N	5.33	11.4	6.26	3.81

Con estos factores, procedemos a realizar el análisis dinámico no lineal en OpenSees y obtendremos las derivas inelásticas, las cuales según la NEC de peligro sísmico no deben ser en ningún caso mayores al 2%.

2.2.6.1 Derivas pórtico bloque 2 análisis dinámico no lineal

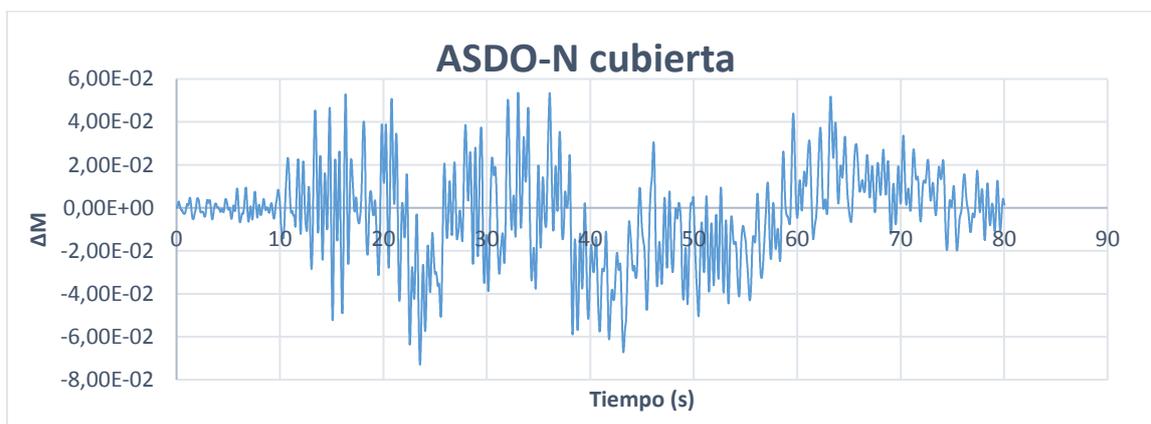


Figura 2–56 Derivas ADNL pórtico bloque 2 cubierta, sismo ASDO-N

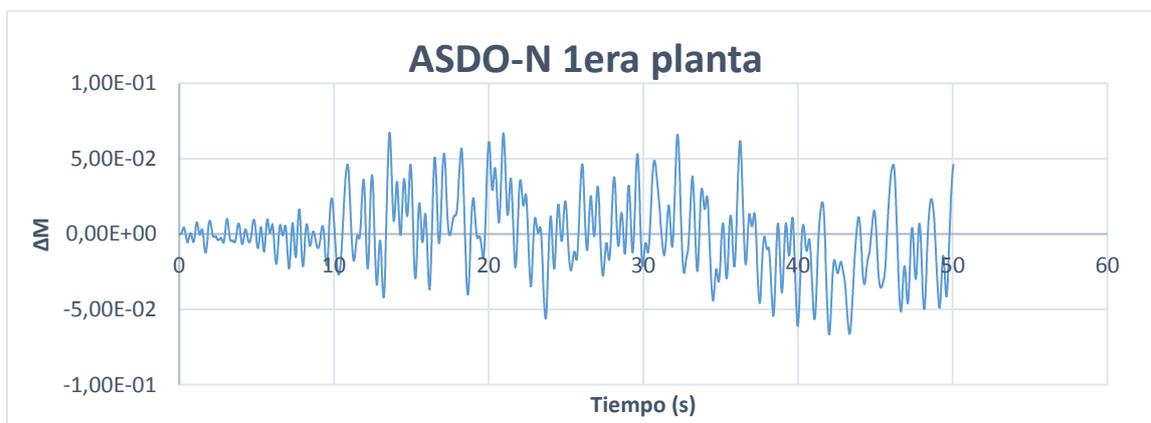


Figura 2–57 Derivas ADNL pórtico bloque 2 primera planta, sismo ASDO-N

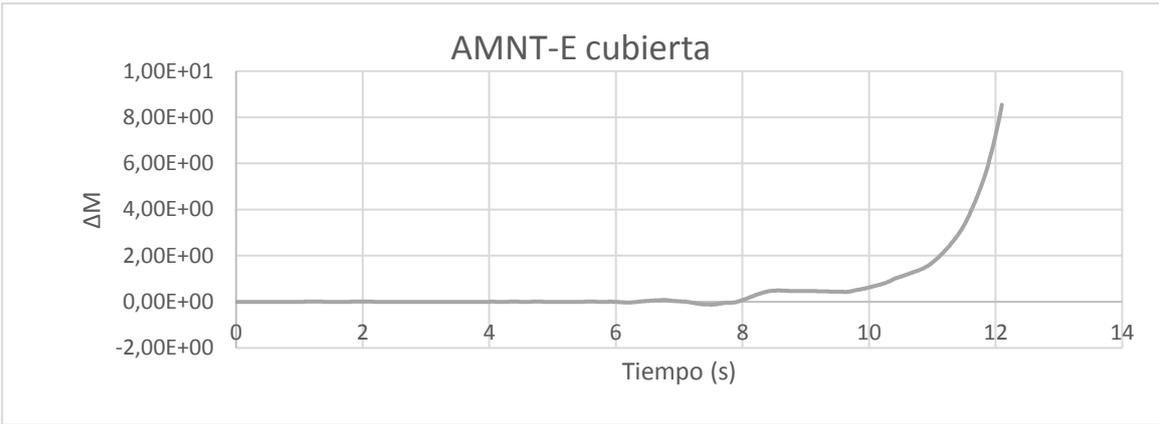


Figura 2–58 Derivas ADNL pórtico bloque 2 cubierta, sismo AMNT-E

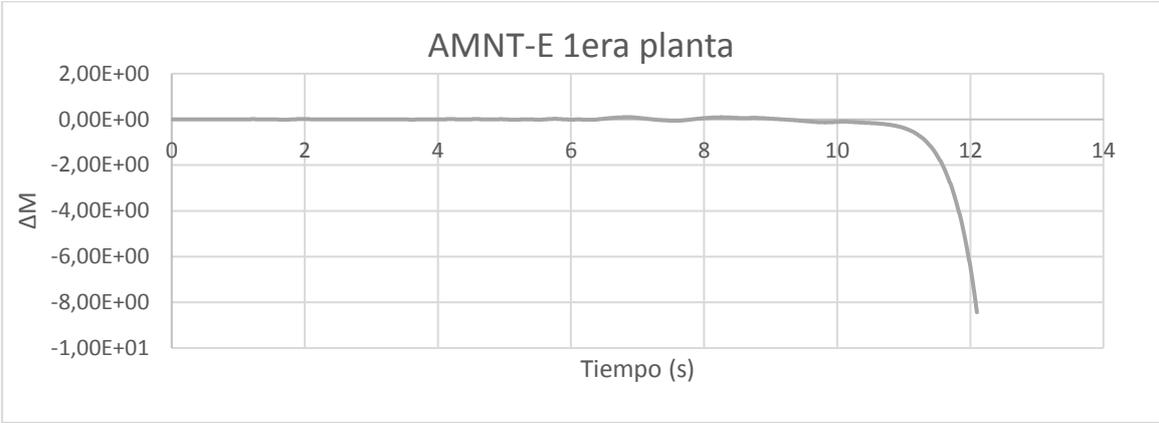


Figura 2–59 Derivas ADNL pórtico bloque 2 primera planta, sismo AMNT-E

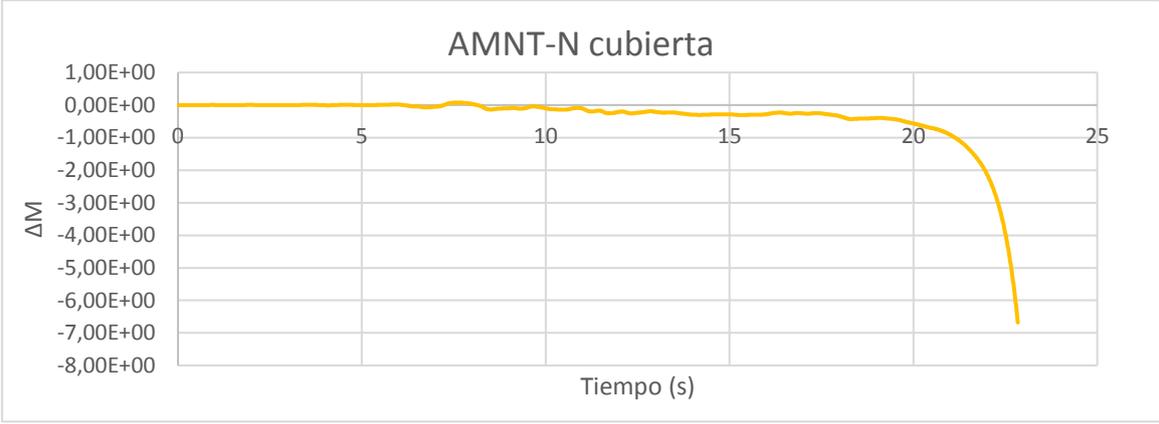


Figura 2–60 Derivas ADNL pórtico bloque 2 cubierta, sismo AMNT-N



Figura 2–61 Derivas ADNL pórtico bloque 2 primera planta, sismo AMNT-N

Tabla 2–21 Resultados ADNL pórtico bloque 2

Sismo	Planta	ΔM	$\Delta\%$	Resultado
ASDO-N	cubierta	0.07298	7.30%	no cumple
	1ra planta	0.06705	6.70%	no cumple
AMNT-E	cubierta	8.54604	854.60%	no cumple
	1ra planta	8.43743	843.74%	no cumple
AMNT-N	cubierta	6.67975	667.98%	no cumple
	1ra planta	5.74577	574.58%	no cumple

2.2.6.2 Derivas pórtico bloque 6 análisis dinámico no lineal

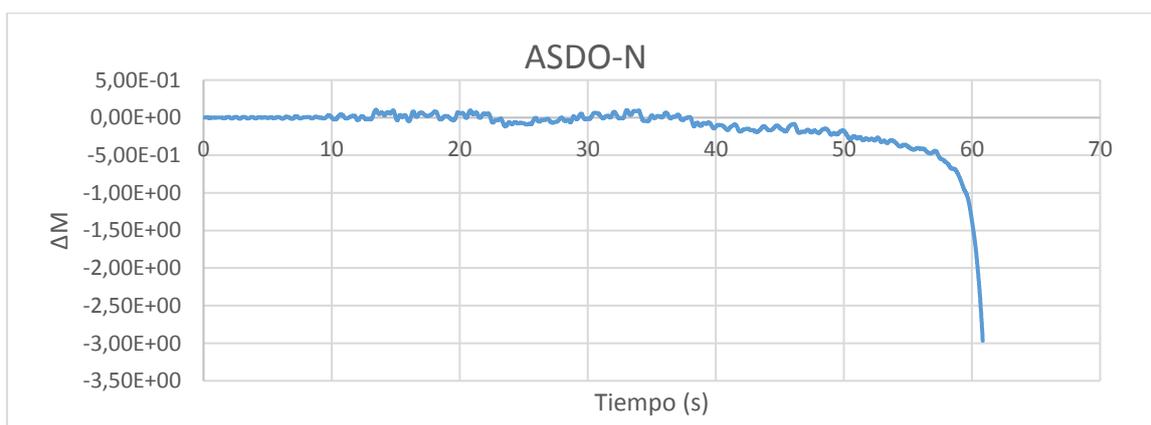


Figura 2–62 Derivas ADNL pórtico bloque 6, sismo ASDO-N

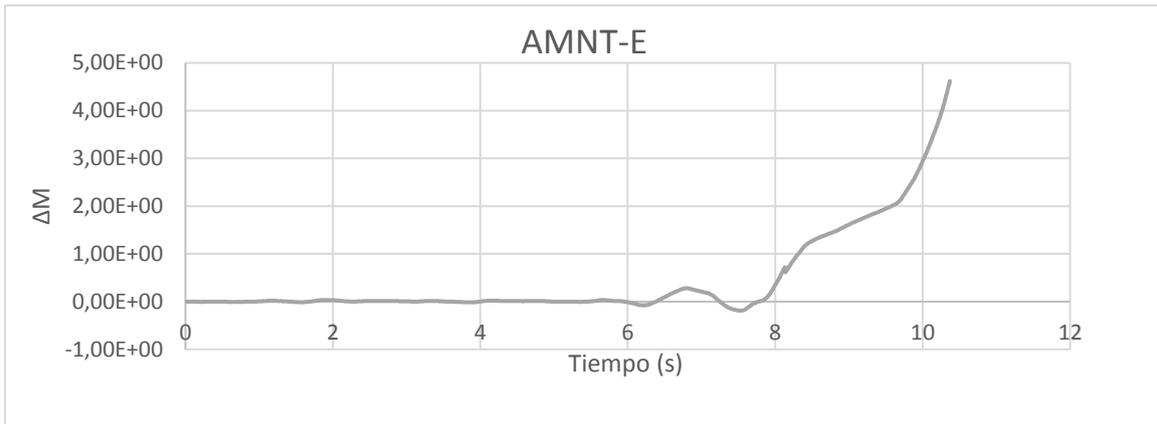


Figura 2–63 Derivas ADNL pórtico bloque 6, sismo AMNT-E

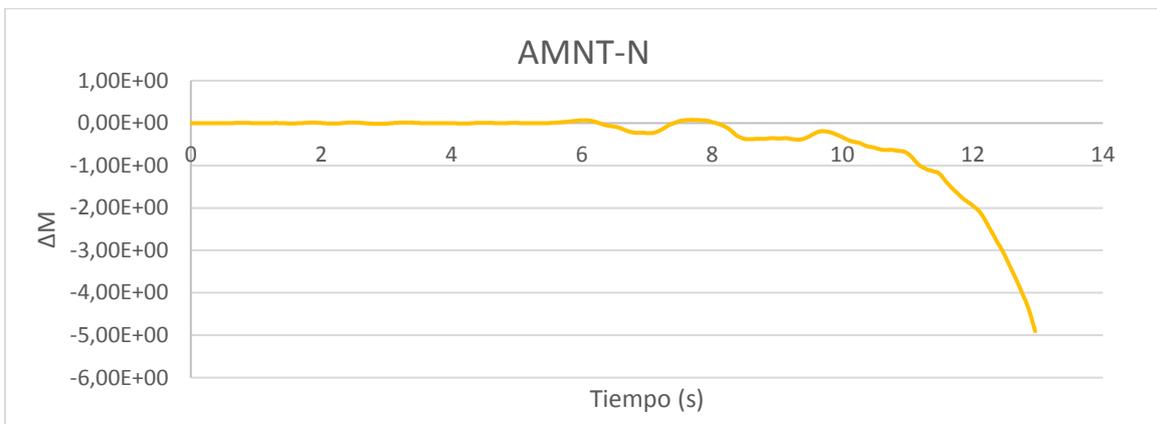


Figura 2–64 Derivas ADNL pórtico bloque 6, sismo AMNT-N

Tabla 2–22 Resultados ADNL pórtico bloque 6

Sismo	ΔM	$\Delta\%$	Resultado
ASDO-N	2.96758	296.76%	No cumple
AMNT-E	4.6202	462.02%	No cumple
AMNT-N	4.90733	490.73%	No cumple

2.2.6.3 Derivas pórtico bloque 7 análisis dinámico no lineal

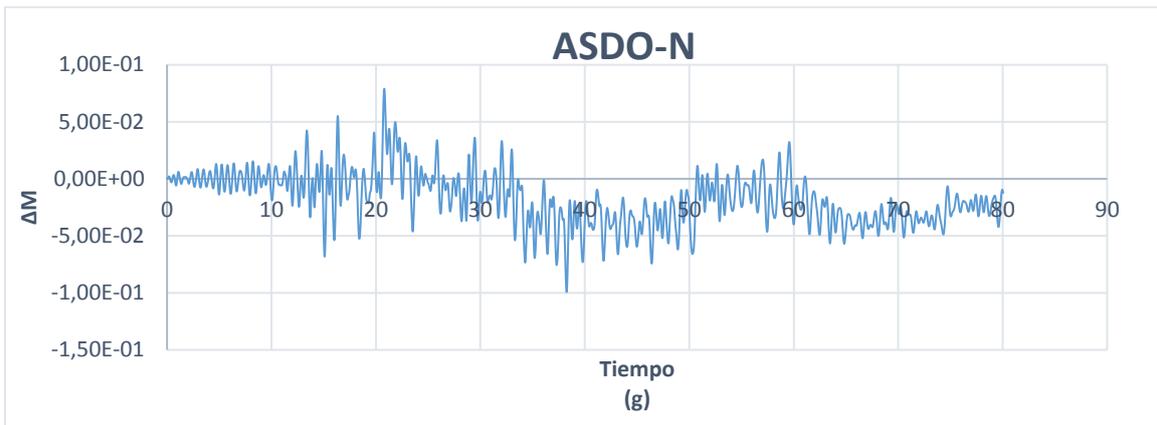


Figura 2–65 Derivas ADNL pórtico bloque 7, sismo ASDO-N

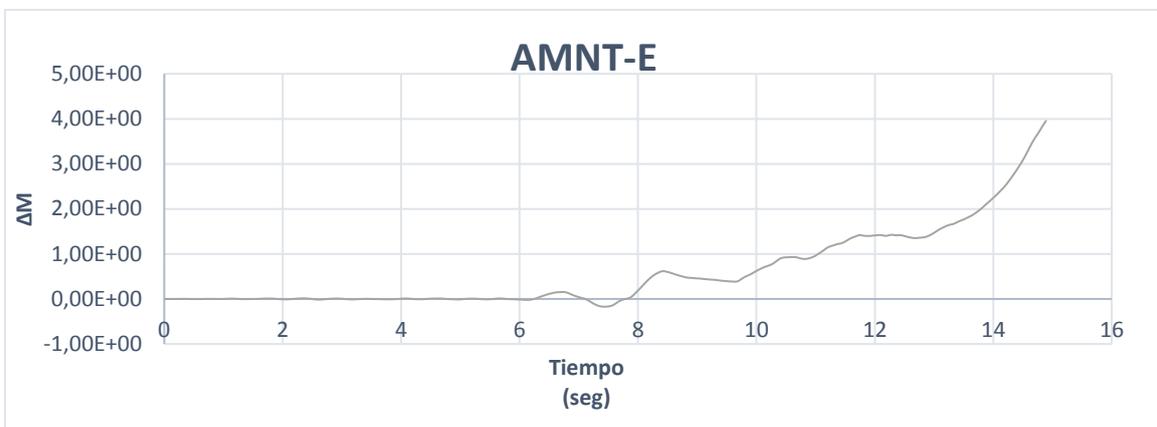


Figura 2–66 Derivas ADNL pórtico bloque 7, sismo AMNT-E

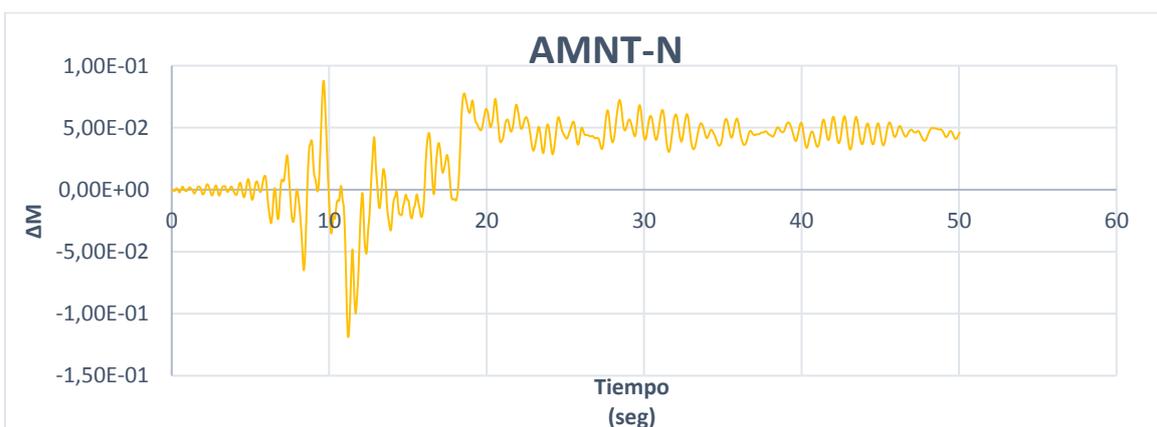


Figura 2–67 Derivas ADNL pórtico bloque 7, sismo AMNT-N

Tabla 2-23 Resultados ADNL pórtico bloque 7

SISMO	ΔM	% ΔM	Resultado
ASDO-N	0.0992827	9.93%	No cumple
AMNT-E	3.95445	395.45%	No cumple
AMNT-N	0.127274	12.73%	No cumple

2.2.6.4 Derivas pórtico bloque 8 análisis dinámico no lineal

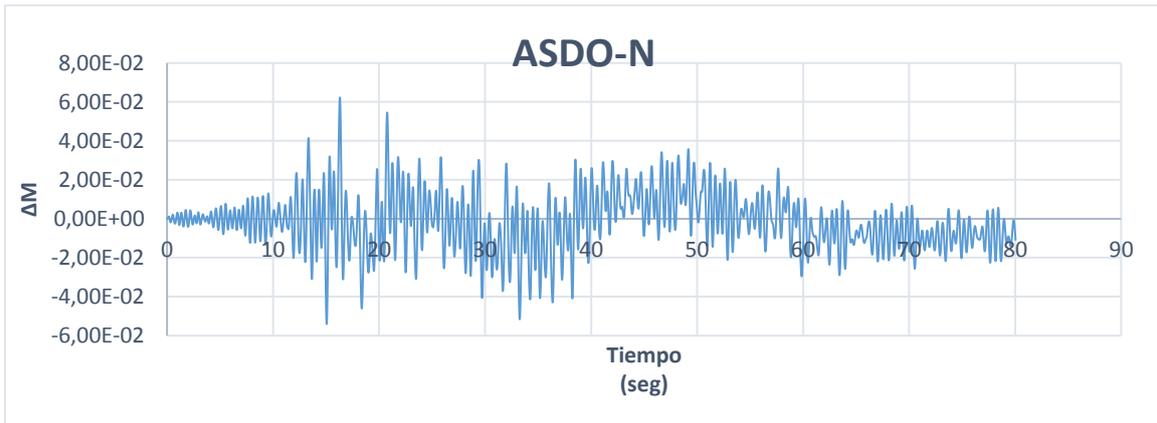


Figura 2-68 Derivas ADNL pórtico bloque 8, sismo ASDO-N

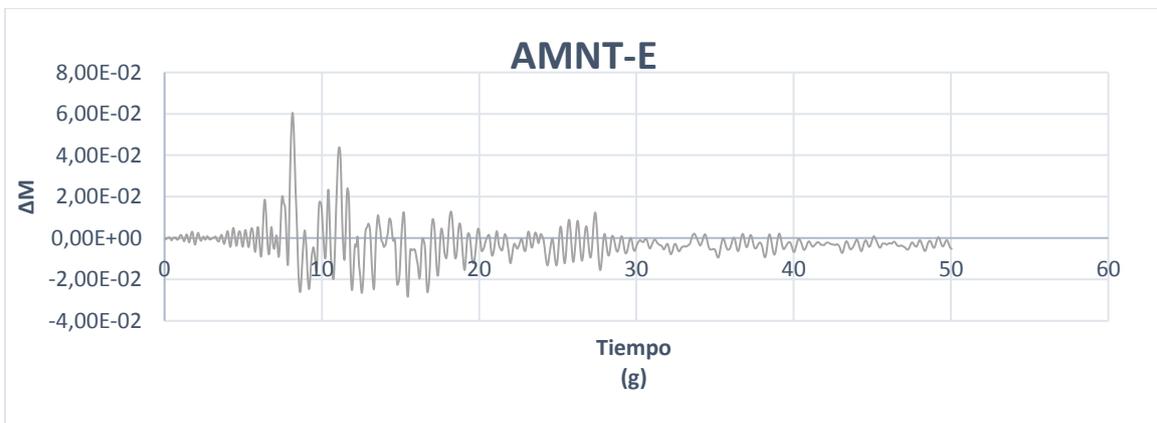


Figura 2-69 Derivas ADNL pórtico bloque 8, sismo AMNT-E

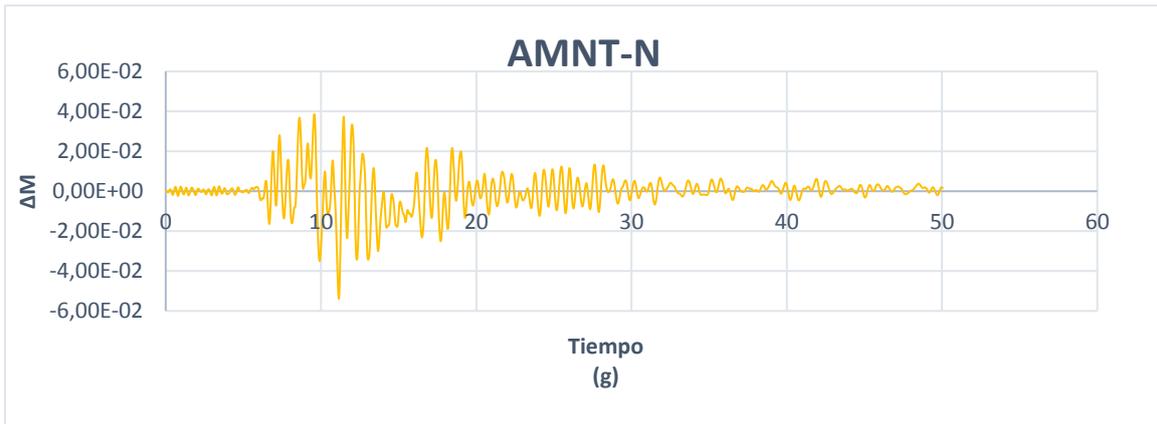


Figura 2–70 Derivas ADNL pórtico bloque 8, sismo AMNT-N

Tabla 2–24 Resultados ADNL pórtico bloque 8

SISMO	ΔM	%ΔM	Resultado
ASDO-N	0.0622751	6.23%	No cumple
AMNT-E	0.0605039	6.05%	No cumple
AMNT-N	0.053883	5.39%	No cumple

CAPÍTULO 3

3 MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Los aisladores sísmicos consiguen desacoplar las edificaciones del sitio de emplazamiento proporcionando suficiente flexibilidad a la estructura ante eventos sísmicos que actúen sobre ésta. Al reducirse la rigidez del sistema estructural, el período fundamental de la estructura aumenta notablemente comparado con el mismo sistema de base fija.

La implementación de aisladores sísmicos en las estructuras esenciales en países con peligrosidad sísmica permite que estas edificaciones puedan actuar bajo el criterio de funcionalidad continua. La funcionalidad continua limita el daño de las estructuras, arquitectura e instalaciones al 2% o menos, todas 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 espectral de piso se limita a 0.4g o 0.6g. (Zayas, 2017)

La funcionalidad continua planteada por La Agencia Federal de Manejo de Emergencias FEMA es totalmente acertada y alrededor de 194 países han adoptado estas normativas con éxito. (Zayas, 2017)

Las disposiciones de la ASCE 7 para instalaciones esenciales pretenden que estas estructuras sean seguras para ocuparse después de terremotos, pero no tienen la intención de limitar el daño por movimientos sísmicos lo suficiente para mantener la funcionalidad después de un terremoto. La metodología de FEMA P695 fue desarrollada para verificar el cumplimiento de los límites de riesgo de colapso especificados por ASCE 7. (Zayas, 2017)

Los profesionales de diseño estructural, aisladores y el fabricante de aisladores, forman una asociación de colaboración para ofrecer instalaciones que sufrirán un mínimo daño por movimientos sísmicos, aplicando así el criterio de funcionalidad continua, para beneficiar a los propietarios de las instalaciones, los ocupantes y la sociedad. (Zayas, 2017)

La aislación basal hoy en día se considera como un diseño estratégico que está dirigido a reducir la cantidad de energía de entrada a las fundaciones de una estructura.

La estrategia logra su efectividad mediante los siguientes mecanismos:

- 1) A través de la reducción de la respuesta sísmica como una consecuencia al corrimiento del período fundamental de la estructura.
- 2) A través de una limitación de las fuerzas transmitidas a la fundación. Una alta capacidad de amortiguamiento de los aisladores permite controlar y reducir los desplazamientos relativos.

(R. Aguiar, J.L Almazan P, P. Dechent, 2008)

Tomando en cuenta lo anteriormente citado, la zona sísmica en la que se encuentra el hospital Darío Machuca Palacios y al ser una edificación esencial, se ha considerado como una medida de mitigación el análisis dinámico no lineal con la implementación de aisladores sísmicos con núcleo de plomo en la base de la estructura, de manera que la vulnerabilidad se reduzca y tenga la capacidad de mantenerse funcionando continuamente ante la acción de un evento sísmico.

3.1 Implementación de aisladores sísmicos con núcleo de plomo

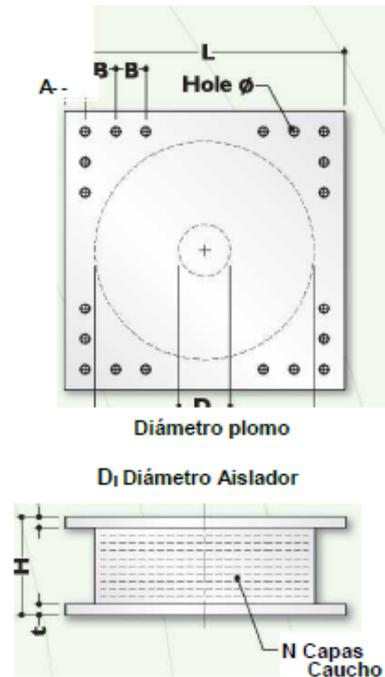
Los aisladores sísmicos intercalan placas delgadas de acero con láminas de elastómero vulcanizadas entre las placas, usan un núcleo de plomo que le proporciona una capacidad adicional de disipar energía y le brinda una rigidez inicial más alta, disminuyendo los desplazamientos para sismos. (RICO PRADILLA & CHIO CHO, 2012)

Existen varios métodos para obtener el diseño correcto de los aisladores que se debe utilizar de acuerdo a la estructura analizada, sin embargo en el Ecuador no se ha establecido en la norma de la construcción los requerimientos mínimos que respalden el uso de los aisladores sísmicos.

Los aisladores para este análisis fueron seleccionados en base al peso de los pórticos analizados.

Tabla 3-1 Capacidad de carga del dispositivo. (Dynamic Isolation System, 2007)

Diámetro Aislador, D_1 (mm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento Máximo, D_{max} (mm)	Capacidad Carga Axial P_{max} (kN)
	Rigidez Producida, K_d (kN/mm)	Resistencia Características Q_d (kN)	Rigidez a la compresión, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000



Como los pórticos analizados no son de gran tamaño, su peso no supera los 450 kn, por lo tanto en todos los casos de análisis se utilizó el aislador base con diámetro de 30.5cm.

Tabla 3-2 Catálogo de aisladores elastoméricos. (Dynamic Isolation System, 2007)

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador, D_1 (mm)	Altura Aislador, H (mm)	Numero de capas de caucho, N	Diámetro del plomo, D_1 (mm)	L (mm)	t (mm)	Cantidad Orificios	Orificio ϕ (mm)	A (mm)	B (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
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

Al realizar los análisis variando la altura y el diámetro de plomo, se determinó que las medidas más adecuadas para los aisladores son:

Tabla 3-3 Dimensiones aislador de base sísmica

Dimensiones	
D₁	305 mm
D_L	25 mm
H	280 mm
P_{max}	450 kn

Luego de realizado al análisis modal introduciendo los aisladores, los períodos obtenidos para los pórticos son los siguientes.

Tabla 3-4 Incremento de periodos

PÓRTICO	Período sin aislamiento	Período con aislamiento	Incremento	% Incremento
Pórtico 2	0.685 seg	2.18 seg	3.182	318%
Pórtico 6	0.491 seg	1.786 seg	3.637	364%
Pórtico 7	0.437 seg	1.170 seg	2.677	268%
Pórtico 8	0.345 seg	1.027 seg	2.977	298%

CAPÍTULO 4

4 ANÁLISIS PRESUPUESTARIO

Para un análisis comparativo de costo de construcción de un hospital de similares características al Hospital “Darío Machuca Palacios”, se recurrió a datos del centro de salud materno-infantil y emergencia construido en la ciudad de Cuenca, el cual tiene un costo de inversión de 5´700.000,00 USD y cuenta con un área de 2.850 metros cuadrados. (IESS, 2016)

El hospital “Darío Machuca Palacios” cuenta con un área aproximada de 2.200 metros cuadrados.

En Guayaquil, en la construcción del edificio SKY que se encuentra a las afueras del aeropuerto José Joaquín de Olmedo, se utilizó el sistema de aisladores sísmicos. El costo de los aisladores más instalación representa el 5% del costo directo de esta obra, que es aproximadamente 20´000.000 USD. Estos datos fueron obtenidos del diario El Expreso, publicación del 29 de mayo de 2015. Se recurrió a estos datos debido a que en el Ecuador no existen más edificaciones que posean aislamiento sísmico de base. Este edificio fue el primero en implementar este sistema en el país.

Por lo tanto, el costo de construcción de una entidad hospitalaria como el hospital “Darío Machuca Palacios”, en la actualidad sería alrededor de 2.000,00 USD por metro cuadrado, dando un costo total para esta entidad de 4´400.000,00 USD. Si el costo de los aisladores sísmicos de base, incluido la instalación, es de alrededor del 5% del costo directo, se estaría hablando de una inversión en sistemas de protección sísmica de 220.000,00 USD.

CONCLUSIONES

- En la investigación realizada por el Ingeniero Ignacio Villota, se determinó que la seguridad de la entidad hospitalaria frente a situaciones de emergencia o desastre es vulnerable, además se determinó también que el riesgo que presenta la edificación es por mal diseño estructural en donde no se cumple el criterio de columna fuerte, viga débil y unión fuerte. Este análisis concuerda con lo indicado por el Ingeniero Villota y demuestra que la configuración geométrica no es la adecuada para este tipo de edificaciones esenciales, menos aún en una zona sísmica tan alta como en la que está emplazada esta entidad.
- En el análisis dinámico lineal que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años para un período de retorno de 475 años, las derivas en su mayoría están cerca o sobre el 3%, demostrando así que la edificación podría sufrir daños frente a un evento telúrico ocurrente. Estos resultados son evidencia de que la fase de diseño de la entidad hospitalaria no fue concebida de manera adecuada.
- Dado el análisis dinámico no lineal que presenta una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años para un período de retorno de 2500 años y analizados los resultados, se determina que las derivas máximas permisibles (2%) que establece la NEC no se cumplen. Las derivas arrojadas por este análisis en su mayoría superan al 10%, lo cual es un indicador de colapso de la estructura, afectando el criterio de funcionalidad continua que propone la investigación.
- El pórtico del bloque 2, luego del análisis estático no lineal (*Pushover*) presenta irregularidades en la sobre resistencia, siendo esta medida una denotación de la vulnerabilidad estructural.

- El aumento en el período fundamental de la estructura dado el análisis modal, demuestra que los aisladores elastoméricos de base son una opción para la protección sísmica, no obstante la implementación de esta medida de mitigación se la debió haber considerado en la fase constructiva de la entidad, puesto que la instalación de estos elementos una vez construida la estructura se torna dificultosa, costosa y prácticamente imposible.

- Por las características geotécnicas del suelo, por la aceleración esperada en los espectros con períodos de retorno de 475 y 2500 años que presenta esta zona, es importante tomar mayor atención en los diseños de futuras obras.

- El análisis dinámico no lineal de esta entidad hospitalaria ha evidenciado resultados que no son esperados para edificaciones esenciales tales como son los hospitales, por ello, es indispensable realizar análisis dinámicos no lineales en obras futuras que tengan el mismo o similar propósito de uso.

- El costo de los aisladores elastoméricos representa alrededor del 5% del costo directo de la edificación, lo cual es factible invertir en estos elementos aislantes siempre y cuando se los instale en la fase constructiva, asegurando así la funcionalidad continua. El costo frente al servicio que la edificación brindará es mínimo, y se estaría cuidando la inversión realizada en salud.

RECOMENDACIONES

La norma ecuatoriana de la construcción debería considerar en sus códigos la implementación obligatoria de sistemas de aislación y disipación para edificaciones esenciales, para que frente a una situación de emergencia, estas edificaciones puedan funcionar ininterrumpidamente.

Para futuras obras civiles esenciales, en zonas sísmicas de alta y muy alta peligrosidad, se debería exigir la aplicación de sistemas de asilamiento sísmico o disipación, debido a la alta aceleración espectral que se presentan en estos lugares.

A más del análisis dinámico no lineal que implementó sistemas de aislamiento base, será importante realizar un análisis dinámico no lineal pero con sistemas de disipación de energía.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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.
- ASCE. (2010). *ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. (Pearson Educacion de Mexico, Ed.) (cuarta).
- COMINO, P. (2016). Qué es el análisis P-Delta? Retrieved from <https://skyciv.com/es/education/p-delta-analysis-and-p-delta-effects/>
- Cordero, L., & Jaramillo, A. (2011). Gobierno Provincial del Cañar. Obtenido de http://www.gobiernodelcanar.gob.ec/public_html/paginas/la-troncal.20
- FEMA-273. (1997). *Nehrp pautas para la rehabilitación sísmica de edificios*. Washington DC.
- FEMA 356. (2000). Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. United States of America.
- NEC - Peligro Sísmico. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-DS - Peligro Sísmico/Diseño Sismo Resistente*. <https://doi.org/10.4067/S0717-69962013000200001>
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). Fundamentos de la Mitigación de Desastres en Establecimientos de la Salud.
- R. Aguiar, J.L Almazan P, P. Dechent, V. S. (2008). *Aisladores de Base Elastomericos y FPS*.
- Rico Pradilla, L., & Chio Cho, G. (2012). *Uso de aisladores de base en puentes simplemente apoyados*.

- Rómmel Vladimir Merchán Salinas. (2010). *Uso de opensees para generación de secciones con fibras para elementos (viga, columna) para el análisis no-lineal de una estructura*. universidad técnica particular de loja. Retrieved from <http://dspace.utpl.edu.ec/bitstream/123456789/1557/3/romel.pdf>
- Ugarte, C. (2010). Índice de Seguridad Hospitalaria, Retos de la Gestión de Riesgos 1-39.
- Villota, I. (2016). *Evaluación estructural de la Entidad Hospitalaria “Hospital Darío Machuca Palacios” del Cantón La Troncal – Provincia de Cañar, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria*. UNIVERSIDAD DEL AZUAY.
- Viñán, A. R. (2009). *Verificación de las herramientas de dinámica de estructuras en él VLEE e implementación del análisis de sistemas de dos grados de libertad*. UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA.
- Zayas, V. (2017). Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua, 1–35.

PÁGINAS WEB

- IESS. (2016). Cuenca contará con un nuevo Centro Materno-Infantil y Emergencia del IESS. Retrieved from https://www.iess.gob.ec/es/web/empleador/noticias?p_p_id=101_INSTANCE_DJ7t&p_p_lifecycle=0&p_p_col_id=column-2&p_p_col_count=4&_101_INSTANCE_DJ7t_struts_action=%2Fasset_publisher%2Fview_content&_101_INSTANCE_DJ7t_assetEntryId=5077974&_101_INSTANCE_DJ7t_ty