



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Análisis dinámico no lineal del “Hospital General Macas”,
medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su
vulnerabilidad estructural**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

**SANTIAGO VICENTE RENGEL ROMÁN
FREDDY SANTIAGO VARGAS PESÁNTEZ**

Director:

JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO

CUENCA, ECUADOR

2017

DEDICATORIA

Este proyecto está dedicado especialmente a quien impulsa mis sueños y me inspira a alcanzar mis metas, mi hijo Julián.

A mi esposa Paola, quien me ha acompañado incansablemente en este proyecto. A mis padres Irma y Juan por su apoyo incondicional, a mis hermanos y especialmente a Dios por cada don, cada logro y cada día que me concede.

Santiago Vicente Rengel Román.

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi familia.

En especial a mis padres, pilares fundamentales para el desarrollo de este trabajo, por la comprensión y ayuda que me han brindado a lo largo de las etapas de mi vida, por haberme otorgado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi perseverancia y mi empeño, herramientas necesarias para seguir adelante.

Freddy Santiago Vargas Pesántez.

AGRADECIMIENTO

Un agradecimiento a Dios quien guía nuestros pasos, a la Universidad del Azuay y a los catedráticos que nos han impartido sus conocimientos.

Un agradecimiento especial a nuestro director de tesis Ing. José Fernando Vázquez Calero, para nosotros es un honor haber realizado este trabajo bajo su dirección y estaremos siempre agradecidos por que ha dedicado su valioso tiempo a ella y al Ing. Francisco Flores Solano por sus enseñanzas.

A los miembros del tribunal asignado Ing. Roberto Gamón Torres e Ing. Juan Carlos Malo.

Un agradecimiento profundo a nuestros compañeros y amigos que formaron parte de este proyecto.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
ÍNDICE DE CONTENIDOS	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	IX
ÍNDICE DE ANEXOS.....	X
RESUMEN.....	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ABSTRACT.....	XI
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I.....	3
1 GENERALIDADES.....	3
1.1 ANTECEDENTES	3
1.2 OBJETIVOS	4
1.2.1 Objetivo general	4
1.2.2 Objetivos específicos	4
1.3 METODOLOGÍA.....	4
1.4 ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEÓRICO.....	5
1.4.1 Estado del arte	5

CAPÍTULO II	7
2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	7
2.1 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA	7
2.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	7
2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	8
2.4 EFECTOS P-DELTA.....	8
2.5 GEOMETRÍA Y UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	8
2.5.1 Especificaciones de la estructura	9
2.6 ESPECTRO DE DISEÑO	10
2.6.1 Espectro de diseño para un período de retorno de 475 años	10
2.6.2 Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años	12
2.7 DERIVA DE PISO	13
2.7.1 Límites permisibles de las derivas de los pisos.....	13
2.7.2 Derivas inelásticas máximas de piso.....	14
2.8 MODELACIÓN ESTRUCTURAL	14
2.9 ESCALAMIENTO DE SISMOS	14
2.10 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL	15
2.10.1 Análisis en ETABS	15
2.10.2 Análisis en OpenSees	16
2.10.3 Análisis comparativo entre Etabs y OpenSees.....	17
2.10.4 Cálculo de desplazamientos con inercias agrietadas en Etabs y OpenSees19	
2.11 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	20
2.11.1 Concrete01	20
2.11.2 Steel01.....	20
2.11.3 Section Fiber	20

CAPÍTULO III	26
3 MEDIDAS DE MITIGACIÓN	26
3.1 FUNDAMENTOS DEL AISLAMIENTO BASAL.....	26
3.1.1 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).....	26
3.2 PRE DIMENSIONAMIENTO GENERAL DEL AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO ...	27
3.2.1 Dimensión del aislador.....	28
3.3 MODELO DEL AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO EN OPENSEES	29
3.4 ANÁLISIS DE LOS PÓRTICOS CON AISLADOR EN OPENSEES	30
CAPÍTULO IV	32
4 ANÁLISIS PRESUPUESTARIO	32
4.1 ESTIMACIÓN DEL COSTO DEL HOSPITAL GENERAL MACAS	32
CONCLUSIONES	34
RECOMENDACIONES	36
BIBLIOGRAFÍA	37
ANEXOS	39

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Pórtico 1.....	9
Figura 2.2: Pórtico 2.....	9
Figura 2.3: Pórtico 3.....	9
Figura 2.4: Pórtico 4.....	9
Figura 2.5: Viga y columna tipo	10
Figura 2.6: Espectro de diseño para un periodo de diseño de 475 años.....	11
Figura 2.7: Curva de peligro sísmico Macas.....	12
Figura 2.8: Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años	13
Figura 2.9: Sismos escalados con factor FPS y SS	15
Figura 2.10: Análisis tiempo-historia pórtico 1- sismo 1.....	18
Figura 2.11: Análisis tiempo-historia no lineal pórtico 1- sismo 1 475 años	21
Figura 2.12: Análisis tiempo-historia no lineal pórtico 1- sismo 1 2500 años	22
Figura 2.13: Curva de capacidad pórtico 1	23
Figura 2.14: Curva de capacidad pórtico 2	23
Figura 2.15: Curva de capacidad pórtico 3	23
Figura 2.16: Curva de capacidad pórtico 4	24
Figura 2.17: Vibración libre pórtico 1.....	24
Figura 2.18: Curva histérica pórtico 1	25
Figura 2.19: Curva histérica pórtico 2.....	25
Figura 2.20: Curva histérica pórtico 3.....	25
Figura 2.21: Curva histérica pórtico 4.....	25
Figura 3.1: Coeficiente de amortiguamiento ASCE 7-10.	28
Figura 3.2: Curva histérica aislador pórtico 1	29
Figura 3.3: Curva histérica pórtico 1 con aislador	31
Figura 3.4: Curva histérica pórtico 2 con aislador	31
Figura 3.5: Curva histérica pórtico 3 con aislador	31
Figura 3.6: Curva histérica pórtico 4 con aislador	31
Figura 4.1: Comparación en porcentaje del costo estructura convencional vs estructura aislada.....	33

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Espectro de diseño con período de retorno de 475 años.....	10
Tabla 2.2: Consideraciones de peligro sísmico.....	11
Tabla 2.3: Espectro de diseño con período de retorno de 2500 años.....	12
Tabla 2.4: Deriva máxima expresada como fracción de la altura de piso.....	13
Tabla 2.5: Período de vibración en Etabs.....	15
Tabla 2.6: Desplazamientos en Etabs.....	16
Tabla 2.7: Análisis modal en OpenSees.....	17
Tabla 2.8: Desplazamientos en OpenSees	17
Tabla 2.9: Análisis modal Etabs vs OpenSees	17
Tabla 2.10: Análisis tiempo-historia Etabs vs OpenSees.....	18
Tabla 2.11: Análisis tiempo-historia con inercia fracturada OpenSees vs Etabs.....	19
Tabla 2.12: Análisis tiempo-historia (espectro de diseño 475 años)	21
Tabla 2.13: Análisis tiempo-historia (espectro de diseño 2500 años)	22
Tabla 3.1: Dimensionamiento general del aislador con núcleo de plomo	27
Tabla 3.2: Proceso iterativo.....	28
Tabla 3.3: Dimensión del aislador	28
Tabla 3.4: Dimensión del aislador tipo para cada pórtico.....	29
Tabla 3.5: Análisis modal con aislador	30
Tabla 3.6: Análisis tiempo-historia con aislador.....	30
Tabla 4.1: Estimación de costo por metro cuadrado de construcción.....	32
Tabla 4.2: Estimación del costo de la estructura convencional	32
Tabla 4.3: Estimación del costo de la estructura aislada.....	33

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1

MARCO TEÓRICO

RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

ANEXO 2

ESCALAMIENTO DE SISMOS

RUTINA ELEMENT ELASTICBEAMCOLUMN

RUTINA UNIAXIALMATERIAL CONCRETE01

RUTINA UNIAXIALMATERIAL STEEL01

RUTINA SECTION FIBER

REGISTROS DE ACELEROGRAMAS

RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PASO A PASO EN EL TIEMPO

RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PASÓ A PASO EN EL TIEMPO SISMO 475 AÑOS

RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO PASÓ A PASO EN EL TIEMPO SISMO 2500 AÑOS

ANEXO 3

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS AISLADORES ELASTÓMEROS

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS AISLADORES DE PLOMO

MODELADO DEL AISLAMIENTO ELASTÓMERO POR MODELO BILINEAL

RUTINA UNIAXIALMATERIAL KIKUCHIAIKENLRB

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL “HOSPITAL GENERAL
MACAS”, MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y REFUERZO PARA DISMINUIR
SU VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL**

RESUMEN

El objetivo del proyecto es la evaluación de vulnerabilidad estructural basándose en los análisis: modal, tiempo-historia, vibración libre y análisis estático no lineal, del Hospital General Macas, que forma parte del proyecto de investigación científica de la Universidad del Azuay, sobre hospitales seguros. Se recabo información de la entidad hospitalaria, de estudios previos para determinar los pórticos de análisis. Definidos los pórticos la evaluación inició con un análisis dinámico lineal para posteriormente dar paso al análisis dinámico no lineal generando un modelo matemático idealizado de cada eje resistente, para determinar el período fundamental de la estructura, desplazamientos y capacidad estructural. Finalmente se planteó como medida de mitigación, el análisis con aisladores basales tipo LRB para disminuir su vulnerabilidad estructural.

Palabra clave: modal, tiempo-historia, Pushover, aislamiento basal, OpenSees



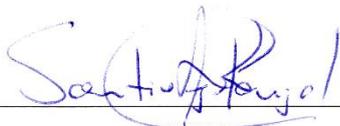
José Fernando Vázquez Calero

Director del Trabajo de Titulación

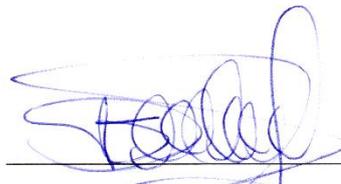


José Fernando Vázquez Calero

Director de Escuela



Santiago Vicente Rengel Román



Freddy Santiago Vargas Pesántez

Autores

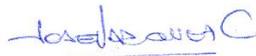
ABSTRACT

**NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF MACAS GENERAL HOSPITAL;
MITIGATION AND REINFORCEMENT MEASURES TO REDUCE ITS
STRUCTURAL VULNERABILITY**

ABSTRACT

The objective of the project was the structural vulnerability assessment of the *Macas* General Hospital, based on modal, time-history, free vibration and nonlinear static analysis. This study about Safe Hospitals is part of the scientific research project carried out by *Universidad del Azuay*. Information of previous studies was collected from the hospital in order to determine the frames under analysis. Once the structural frames were defined, the assessment began with a dynamic linear analysis that later gave way to the nonlinear dynamic analysis, generating an idealized mathematical model of each heavy-duty axis to determine the fundamental period of the structure, displacements and structural capacity. Finally, the analysis with LRB basal type insulators was proposed as a mitigation measure to reduce its structural vulnerability.

Keyword: Modal, Time-History, Pushover, Basal Isolation, OpenSees



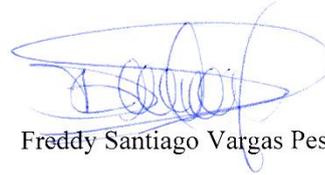
José Fernando Vázquez Calero
Thesis Director



José Fernando Vázquez Calero
School Director



Santiago Vicente Rengel Román

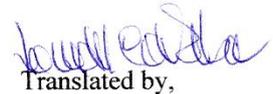


Freddy Santiago Vargas Pesántez

Authors



Magdalena Crespo
Lic. Lourdes Crespo



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Rengel Román Santiago Vicente

Vargas Pesántez Freddy Santiago

Trabajo de Titulación

Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc.

Julio, 2017

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL “HOSPITAL GENERAL
MACAS”, MEDIDAS DE MITIGACIÓN Y REFUERZO PARA DISMINUIR
SU VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL**

INTRODUCCIÓN

Nuestro país se encuentra localizado en una zona de riesgo sísmico elevado; a lo largo del tiempo se han presentado varios eventos sísmicos, algunos de gran magnitud, los cuales han provocado pérdidas sociales y monetarias, que han afectado duramente la economía del Estado. Ante estos sucesos es necesario el desarrollo de mecanismos de disminución de vulnerabilidad de las edificaciones, sobre todo los hospitales, que son entidades que deben permanecer funcionales ante desastres naturales de esta índole.

La norma NEC (peligro sísmico) considera a los hospitales como edificaciones esenciales; pues ante la presencia de sismos, son necesarios para brindar atención médica y así evitar la pérdida de vidas humanas. El presente trabajo está dirigido a realizar un análisis dinámico no lineal del Hospital General Macas, con lo cual se medirá la vulnerabilidad de la edificación y se establecerá las medidas de mitigación necesarias para resolver dicha vulnerabilidad.

El primer Capítulo tratará la problemática, una vez establecidos los objetivos, se dará paso a la recopilación de información arquitectónica y de ingeniería de la entidad hospitalaria, así como la base teórica para el desarrollo de los análisis y medidas de mitigación.

En el Capítulo II se modelará la edificación mediante el software OpenSees, inicialmente se propone hacer un análisis dinámico lineal en el software OpenSees y

comparar sus resultados con el software Etabs 2015 con el objeto de verificar el ingreso de las secciones en el software OpenSees.

En el Capítulo III, como medida de mitigación se ha optado por proponer el aislamiento basal, realizando un análisis sísmico de la estructura en el rango no lineal, esto con el objetivo de disminuir las derivas. La medida de mitigación con aislamiento basal tiene como alcance el pre dimensionamiento de un aislador LBR basado en el modelo bilineal.

Finalmente en el Capítulo IV se establecerá el costo de la estructura hospitalaria existente y se elaborará el presupuesto de las medidas de reforzamiento y mitigación, para de esta manera realizar un análisis costo beneficio.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

El Ecuador está ubicado en una zona de alta sismicidad, y como resultado de ello, el país ha sido afectado por terremotos de gran magnitud, dejando a su paso daños a toda escala y pérdidas humanas (Correa, Hinojosa, & Taípe, 2004); por consiguiente es importante generar mecanismos de disminución de vulnerabilidad de las edificaciones y con mayor importancia en las entidades hospitalarias.

El país debe asegurar la operatividad de cada sector e institución, esencialmente de las entidades hospitalarias después de sufrir un evento natural que pudiese producir catástrofes: “Considerando que los hospitales del país se encuentran ubicados en zonas de alto riesgo, por lo tanto se hace necesario ejecutar acciones para contar con Hospitales Seguros” (Ministerio de Salud Pública, 2007). Como parte de estas acciones el estado ecuatoriano crea el Comité Nacional del “Programa Hospital Seguro” con el fin de que las entidades hospitalarias permanezcan accesibles y funcionales, debido a que más de $\frac{3}{4}$ de la población está expuesta a desastres de carácter sísmico; puesto que, 8 de 58 fuentes sismo genéticas son de alto riesgo (Ministerio de Salud Pública, 2007).

Entre las funciones primordiales de los hospitales es la de proporcionar asistencia médica en todo momento, ya sean tratamientos, emergencias, operaciones, entre otros; por consiguiente este tipo de edificaciones obliga a tomar consideraciones especiales para la mitigación de riesgos; por tanto, ellos pueden tener una población de pacientes alojados en sus instalaciones y se deben mantener los tratamientos y en lo posible atender nuevos pacientes, para alcanzar ese fin, la edificación y su dotación debería permanecer en condiciones de servicio después del desastre. (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

En América Latina no se cumplen efectivamente las normas de diseño sismorresistente, por tal motivo, la vulnerabilidad de los hospitales es alta, se debe tener en consideración los componentes no estructurales, en caso de emergencia la edificación puede quedar en pie, pero inhabilitado por daños en acabados

arquitectónicos y equipo médico (Organización Panamericana de la Salud, 2000). Las edificaciones hospitalarias son de gran importancia, razón fundamental para que la concepción de este tipo de proyectos se lleven a cabo aplicando rigurosamente la norma vigente de diseño y restructurando las edificaciones ya existentes con previo análisis de vulnerabilidad; los costos de inversión para este tipo de proyectos son altos y en caso de desastre afectarían considerablemente la economía del país. Cientos de hospitales son afectados por fenómenos naturales como terremotos, en el caso de Ecuador (2016) fueron afectados cuatro hospitales ubicados en Chone, Pedernales, Manta y Portoviejo.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Realizar el análisis dinámico no lineal del “Hospital General Macas”, de la ciudad de Macas, provincia de Morona Santiago, para determinar medidas pertinentes de mitigación y reforzamiento.

1.2.2 Objetivos específicos

- Sistematizar la evaluación estructural disponible del “Hospital General Macas”.
- 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.

1.3 Metodología

Se sistematizará la información arquitectónica y de ingeniera en base a la evaluación estructural del “Hospital General Macas”, trabajo de investigación previo realizado por los ingenieros Edison Lituma y Franklin Solís (Lituma & Solís, 2016) basada en

la normativa (NEC, 2014), a fin de contar con la información necesaria para realizar un análisis dinámico no lineal.

Mediante un software especializado se realizará el modelo matemático idealizado y se analizará la estructura de la edificación hospitalaria en el rango inelástico. No obstante se deberá ingresar las cargas de acuerdo a la normativa vigente (NEC - Peligro Sísmico, 2014); por consiguiente se estudiará las áreas de posible colapso parcial, progresivo y total con el objetivo de determinar el desempeño inelástico de la estructura.

Una vez conocido el comportamiento inelástico de la estructura se procederá al diseño de medidas de reforzamiento y mitigación para disminuir la vulnerabilidad de la edificación hospitalaria. (FEMA 356, 2000) (ACI 440.2R-08, 2008) (ACI 318, 2011).

Finalmente se elaborará un presupuesto de las medidas de mitigación y reforzamiento en base a precios unitarios, además de ello se estimará el costo de la estructura hospitalaria existente en base a un presupuesto conceptual con la finalidad de efectuar un análisis costo beneficio, comparando los resultados obtenidos, para verificar la factibilidad económica de las medidas de reforzamiento y mitigación.

1.4 Estado del arte y marco teórico

1.4.1 Estado del arte

“La carencia de elementos de reforzamiento y protección preventiva puede hacer que un solo evento natural haga desaparecer una sección completa de un hospital o, en caso extremo, inhabilitarlo totalmente.” (Organización Panamericana de la Salud, 1997). Por lo tanto, los países deberían asegurar que las entidades hospitalarias sean resistente a los desastres naturales y disminuir su vulnerabilidad. Cabe recalcar que un hospital no siempre enfrentará una amenaza natural con la magnitud para la que ha sido concebida y que la inversión de los reforzamientos estructurales, reparaciones no estructurales para disminuir esa vulnerabilidad en la edificación, es justificada al tratarse de la vida humana.

Como parte de las medidas de mitigación para la reducción de riesgos y vulnerabilidad planteada por la OPS, es la revisión de la calidad de construcción, materiales y el cumplimiento de normas técnicas (Organización Panamericana de la Salud, 1997). Por

otra parte 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).

Los establecimientos de salud son catalogados como edificaciones esenciales y/o peligrosas (NEC, 2014), por lo tanto requieren consideraciones específicas, ya sea por su papel durante las situaciones de emergencia o por las funciones que desempeñan.

Por último el costo de las medidas de mitigación y reducción de vulnerabilidad de las entidades hospitalarias en comparación al costo de una reparación o reposición resultan poco significativas. (Organización Panamericana de la Salud, 2000). Por tanto resulta muy beneficio ejecutar mejoraras tanto estructurales como no estructurales en las entidades hospitalarias para preservar su funcionalidad frente a un desastre natural.

Marco teórico y recopilación de información Anexo 1

CAPÍTULO II

MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El análisis dinámico no lineal de la estructura de la edificación hospitalaria se modela en el software OpenSees, inicialmente se propone hacer un análisis dinámico lineal en el software OpenSees y comparar sus resultados con el software Etabs 2015, con el objeto de verificar el ingreso de las secciones en el software.

Para analizar sísmicamente la estructura en el rango elástico ocupamos los métodos de:

- Análisis tiempo-historia
- Análisis modal de respuesta espectral

2.1 Análisis tiempo-historia

El análisis tiempo-historia se realizará con no menos de tres registros de aceleraciones de sismos reales. Previamente estos registros deben ser normalizados de manera que la aceleración máxima sea igual a la del espectro de diseño. Los registros pueden escalarse de tal manera que el valor medio de los espectros no caiga por debajo de 1,4 veces del espectro para el sismo de diseño durante períodos de entre $0,2 T$ segundo y $1.5 T$ segundo (donde T es el período fundamental de la construcción). (FEMA 356, 2000)

2.2 Análisis modal espectral

El análisis espectral Modal se lleva a cabo usando espectros de respuesta elástica que no son modificados para tener en cuenta la respuesta no lineal. Se espera producir desplazamientos máximos aproximados durante el sismo de diseño. (FEMA 356, 2000)

El análisis dinámico no lineal es aplicable a cualquier tipo de estructura y por ende a las esenciales, este tipo de análisis representa el comportamiento de las acciones sísmicas conforme varía el tiempo, obteniendo sus desplazamientos y deformaciones.

Para analizar sísmicamente la estructura en el rango inelástico ocupamos los métodos de:

- Análisis tiempo historia
- Análisis estático no lineal (Pushover)
- Análisis de vibración libre

2.3 Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal representa un modelo matemático que incorpora directamente las características no lineales de deformación de carga de componentes y elementos individuales del edificio a las cargas laterales que aumentan monotónicamente, y que representan fuerzas de inercia en un terremoto hasta que se exceda el desplazamiento objetivo o se alcance el colapso de la estructura bajo la combinación de las cargas laterales y los efectos P-delta. (FEMA 356, 2000)

2.4 Efectos P-delta

Definidos como los efectos combinados de las cargas de gravedad que actúan en conjunto con derivas lateral debido a las fuerzas sísmicas, estos efectos son causados por las cargas de gravedad que actúan a través de la configuración deformada de un edificio y el resultado en un aumento de los desplazamientos laterales. (FEMA 356, 2000)

2.5 Geometría y ubicación de la edificación

El Hospital General de Macas se encuentra ubicado en la provincia de Morona Santiago, la edificación es de un solo nivel, con altura de entrepiso de 3.9 m y 5 m, el nivel superior presenta una cubierta de losa plana.

El análisis dinámico no lineal del Hospital General Macas se lo realiza en cuatro pórticos:

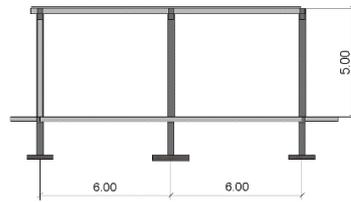


Figura 2.1: Pórtico 1

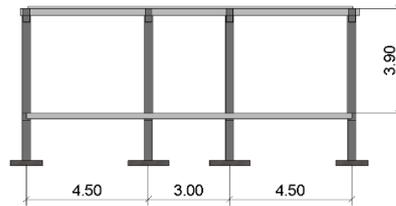


Figura 2.2: Pórtico 2

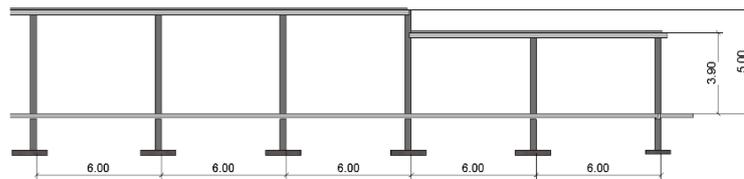


Figura 2.3: Pórtico 3

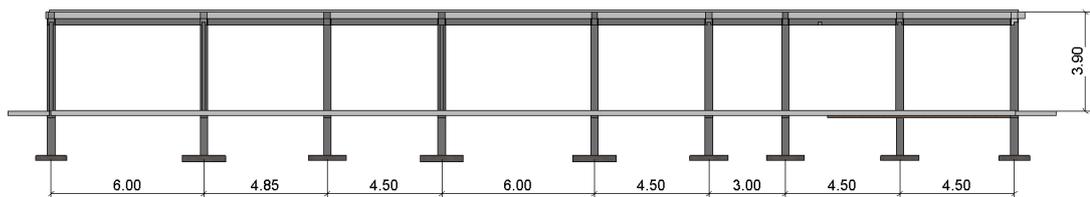


Figura 2.4: Pórtico 4

2.5.1 Especificaciones de la estructura

Todos los pórticos disponen de igual sección tanto en columnas como en vigas:

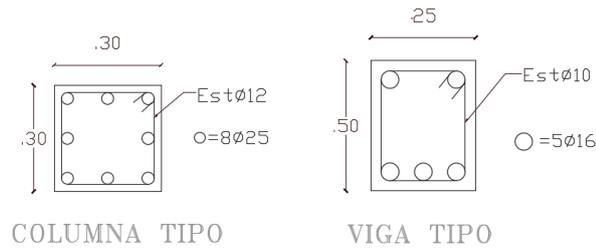


Figura 2.5: Viga y columna tipo

- El hormigón tiene una resistencia a los 28 días de, $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
- El acero de refuerzo es del tipo corrugado y tiene un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, el utilizado en estribos, tiene un $f_y=2800 \text{ Kg/cm}^2$.
- El recubrimiento geométrico de la columna es de 4.0 cm.
- El recubrimiento geométrico en vigas en la parte superior, inferior y lateral es de 4.0 cm.

2.6 Espectro de diseño

2.6.1 Espectro de diseño para un período de retorno de 475 años

La Norma Ecuatoriana de la Construcción determina las especificaciones para la construcción del espectro de diseño, la fracción de amortiguamiento es del 5%. De acuerdo al capítulo de Peligro Sísmico se establece los siguientes factores.

- **Fa:** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó.
- **Fd:** Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para el diseño en roca.
- **Fs:** Coeficiente de amplificación de suelo.

Tabla 2.1: Espectro de diseño con período de retorno de 475 años

Factor	Valor	Descripción
η	2.60	Provincias del oriente (NEC_SE_15, 3.1.2)
R	1	Para tipo de suelo A,B o C (NEC_SE_15 , 3.3.1)
Fa	1.25	Para suelos tipo C y con $Z= 0.30g$ (NEC_SE_15, 3.2.2 Tabla.3)
Fs	1.02	Para suelos tipo C y con $Z= 0.30g$ (NEC_SE_15, 3.2.2 Tabla. 5)
Fd	1.19	Para suelos tipo C y con $Z= 0.30g$ (NEC_SE_15, 3.2.2 Tabla. 4)

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-EC Capitulo 2)

Tabla 2.2: Consideraciones de peligro sísmico

Factor	Valor	Descripción
Zona sísmica	III	(NEC_SE_15, 3.1.1 Tabla.1)
Z	0.30	(NEC_SE_15, 3.1.1: Tabla.1)
Tipo de suelo	C	(NEC_SE_15, 3.2.1, Tabla.2)
R	8.00	Reducción de resistencia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)
Φ_P	0.90	Coefficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)
Φ_E	0.90	Coefficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-EC Capitulo 2)

Categoría del edificio (NEC-SE-DS 2014, 4.1)

- Edificaciones esenciales y/o peligrosas

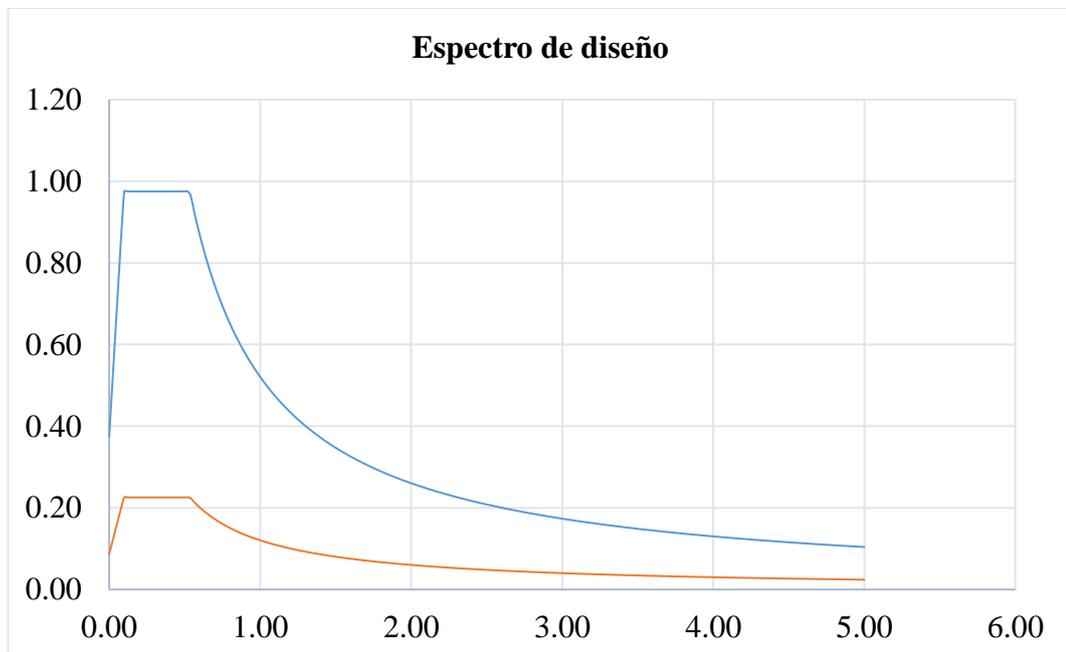


Figura 2.6: Espectro de diseño para un período de diseño de 475 años

2.6.2 Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años

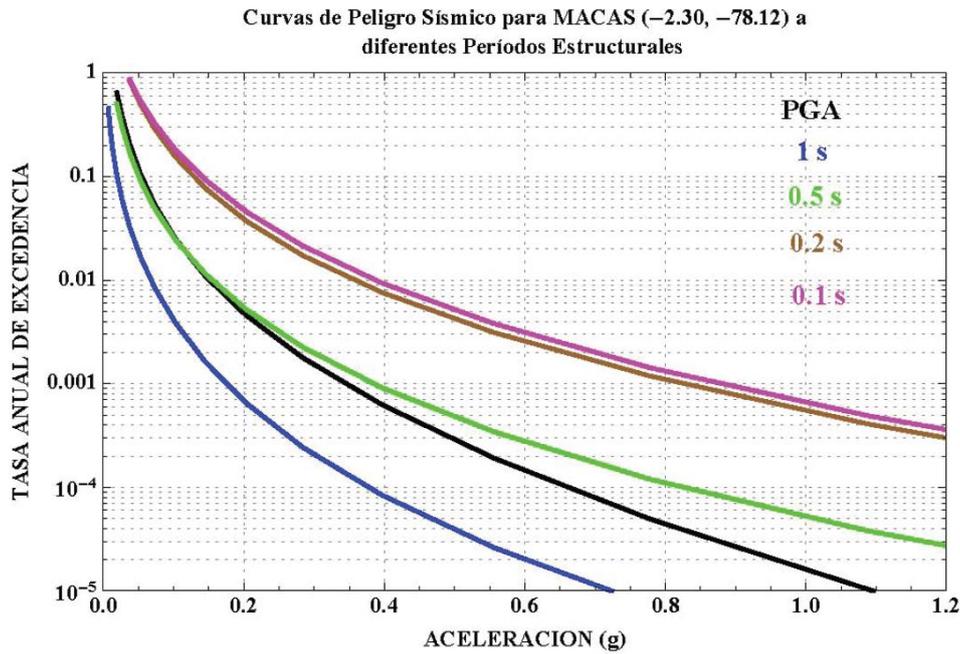


Figura 2.7: Curva de peligro sísmico Macas

Tasa anual de excedencia

- 0.0004

Factor de zona Z

- Valor de factor Z = 0.45

Tabla 2.3: Espectro de diseño con período de retorno de 2500 años

Factor	Valor	Descripción
η	2.60	Provincias del oriente (NEC_SE_15, 3.1.2)
R	1	Para tipo de suelo A,B o C (NEC_SE_15 , 3.3.1)
Fa	1.19	Para suelos tipo C y con Z= 0.30g (NEC_SE_15, 3.2.2 Tabla.3)
Fs	1.17	Para suelos tipo C y con Z= 0.30g (NEC_SE_15, 3.2.2 Tabla. 5)
Fd	1.085	Para suelos tipo C y con Z= 0.30g (NEC_SE_15, 3.2.2 Tabla. 4)

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-EC Capitulo 2)

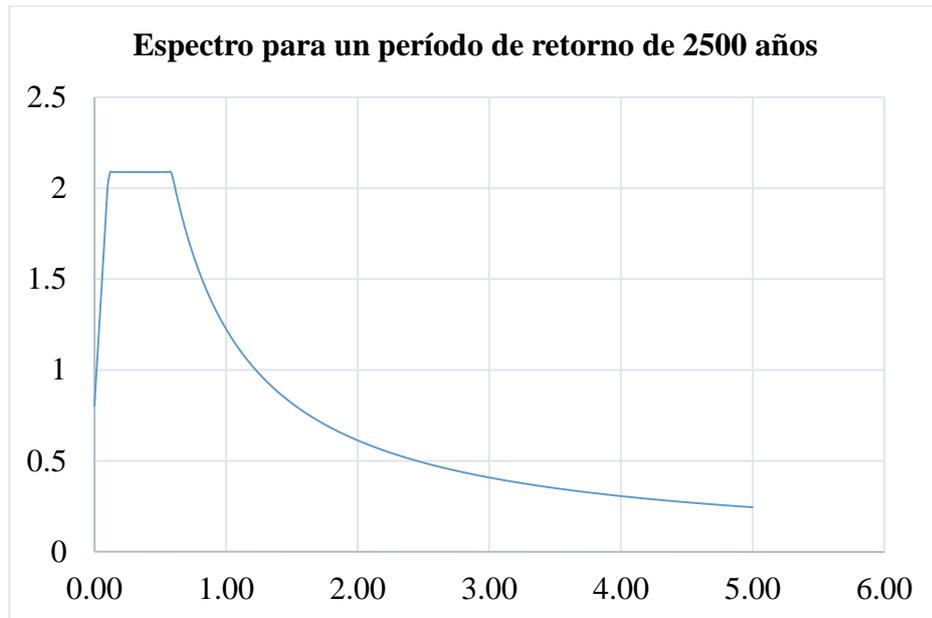


Figura 2.8: Espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años

2.7 Deriva de piso

“Desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso”. (Norma, 2014)

2.7.1 Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima no puede exceder los límites establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 2.4: Deriva máxima expresada como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-EC Capítulo 2)

2.7.2 Derivas inelásticas máximas de piso

El control de deformaciones se lo hace a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de cada piso, para su revisión se utiliza la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura causada por el sismo.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicaciones de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia

2.8 Modelación estructural

El modelo matemático de la estructura contiene todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente.

Factores reductores de la inercia (NEC-SE-DS 2014, 6.1.6 b)

En el caso de estructuras de hormigón armado, debe considerar las inercias fracturadas para el cálculo de derivas máximas.

- Vigas: 0.5
- Columnas: 0.8

Carga sísmica (NEC-SE-DS 2014, 6.1.7)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, indica que la masa para la carga sísmica debe considerarse el 100% de las cargas muertas, y el 25% de las cargas vivas.

2.9 Escalamiento de sismos

Los sismos deben ser escalados de tal manera que el valor promedio de los espectros de respuesta amortiguados del 5% para el conjunto de movimientos, no sea menor que el espectro de respuesta de diseño para el sitio durante períodos que van desde 0,2 T a 1,5 T.

El período se determinaría generalmente a partir del mismo modelo de análisis que eventualmente se someterá al análisis tiempo-historia.

Dado que el sismo tiene su propio factor de escala, hay un número infinito de maneras de escalar el conjunto de sismos, de modo que se cumplan los requisitos de escala. Para nuestro análisis, se utiliza un enfoque de escala de dos pasos.

Escala de dos pasos Anexo 2

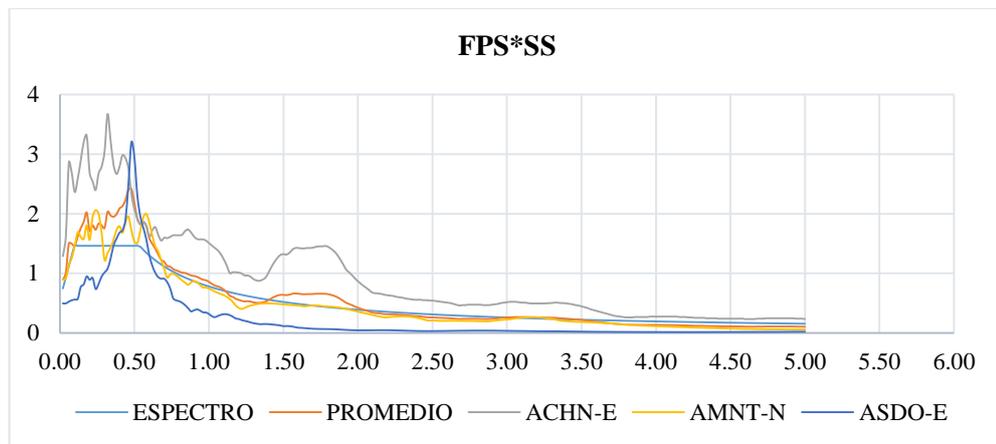


Figura 2.9: Sismos escalados con factor FPS y SS

2.10 Análisis dinámico lineal

2.10.1 Análisis en ETABS

Para realizar el modelamiento de los pórticos en ETABS se especifica lo siguiente:

- Ingreso de la geometría y sección de cada pórtilco
- Ingreso de las masas y cargas

Culminado el ingreso de cada pórtilco se calcula el período fundamental de cada uno de ellos.

Tabla 2.5: Período de vibración en Etabs

Pórtilco	T (seg)
1	0.685
2	0.422
3	0.631
4	0.491

Se realiza un análisis modal espectral y un análisis tiempo-historia. Para efectuar el análisis modal espectral ingresamos el espectro de respuesta del sitio y se crea un caso de análisis modal espectral.

Para el análisis tiempo-historia se debe ingresar tres registros de acelerogramas y crear un caso de análisis para cada uno de ellos con su respectivo factor de escala calculado previamente basándose en el enfoque de escala de dos pasos.

Culminado el ingreso de las funciones y los respectivos casos de análisis, se calcula los desplazamiento de cada pórtico.

Tabla 2.6: Desplazamientos en Etabs

Pórtico	Desp. sismo 1 (m)	Desp. sismo 2 (m)	Desp. sismo 3 (m)
1	0.02177	0.023523	0.018263
2	0.01532	0.014853	0.015343
3	0.02017	0.020408	0.019255
4	0.01762	0.018617	0.023386

2.10.2 Análisis en OpenSees

Para realizar el modelamiento de los pórticos en OpenSees se especifica lo siguiente:

- Ingreso de la geometría y sección de cada pórtico
- Ingreso de las masas y cargas

Para el ingreso de las secciones y geometría en el análisis lineal se debe definir la programación en OpenSees con el comando **elasticBeamColumn** que nos ayuda para la construcción de un elemento de viga-columna elástica.

Rutina element elasticBeamColumn en Anexo 2

Definido el material elástico se procede al análisis modal para calcular el período fundamental de cada uno de los pórticos.

Tabla 2.7: Análisis modal en OpenSees

Pórtico	T (seg)
1	0.69447972
2	0.41700548
3	0.62522769
4	0.47030424

Una vez realizado el análisis modal, procedemos a hacer un análisis tiempo-historia para calcular los desplazamientos en cada pórtico, para ello se lo realiza con tres registros de acelerogramas correctamente escalados de acuerdo a la norma ASCE7-10 16.1.3.2.

Registros de acelerogramas en Anexo 2

Una vez ejecutado la rutina de programación en OpenSees obtenemos los siguientes resultados.

Tabla 2.8: Desplazamientos en OpenSees

Pórtico	Desp. sismo 1 (m)	Desp. sismo 2 (m)	Desp. sismo 3 (m)
1	0.0229804	0.0229690	0.0203236
2	0.0147522	0.0146946	0.0145758
3	0.0199497	0.0205133	0.0206379
4	0.0169295	0.0193276	0.0201601

2.10.3 Análisis comparativo entre Etabs y OpenSees

Se efectúa una comparación de resultados de análisis modal y tiempo-historia realizados tanto en Etabs como en OpenSees, obteniendo que ambos softwares de análisis nos muestran resultados similares.

Tabla 2.9: Análisis modal Etabs vs OpenSees

Pórtico	OpenSees	Etaps
	T (seg)	T (seg)
1	0.694	0.685
2	0.417	0.422
3	0.625	0.640
4	0.470	0.490

Tabla 2.10: Análisis tiempo-historia Etabs vs OpenSees

Pórtico 1						
	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
OpenSees	0.022980	3.67686	0.022969	3.67504	0.020323	3.25177
Etabs	0.021772	3.48352	0.023523	3.76368	0.018263	2.92208
Pórtico 2						
	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
OpenSees	0.014752	2.36035	0.014694	2.35113	0.014575	2.33212
Etabs	0.015320	2.45120	0.014853	2.37648	0.015343	2.45488
Pórtico 3						
	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
OpenSees	0.019949	3.19195	0.020513	3.28212	0.020637	3.30206
Etabs	0.020175	3.228	0.020408	3.26528	0.019255	3.0808
Pórtico 4						
	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
OpenSees	0.016929	3.47271	0.019327	3.96463	0.020160	4.13540
Etabs	0.017622	2.81952	0.018617	2.97872	0.023386	3.74176

A continuación se muestra la respuesta de desplazamiento paso a paso en el tiempo del pórtico 1, en la cual se puede observar que tratándose de un análisis lineal no presenta deformación residual y que tanto la curva obtenida en OpenSees es muy similar a la curva obtenida en Etabs.

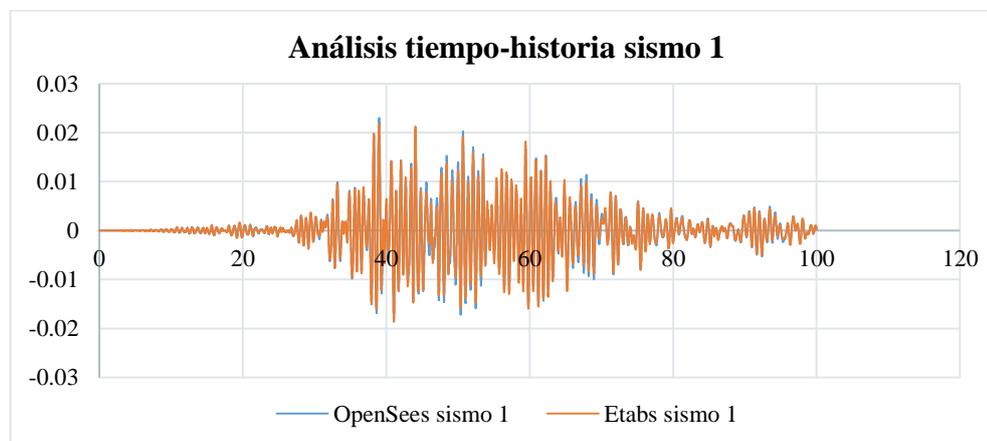


Figura 2.10: Análisis tiempo-historia pórtico 1- sismo 1

Respuesta de desplazamiento paso a paso en el tiempo sismo 2 y sismo 3 en Anexo 2

Las curvas de respuesta de desplazamiento paso a paso en el tiempo para el resto de pórticos presentan igual similitud, tanto las obtenidas en OpenSees como en Etabs.

2.10.4 Cálculo de desplazamientos con inercias agrietadas en Etabs y OpenSees

Se considera las inercias fracturadas o agrietadas para el cálculo de derivas máximas tanto en columnas como en vigas de sección de hormigón armado para prevenir fallas frágiles ya que la estructura debe tener la capacidad de absorber los desplazamientos que producen un sismo.

Tabla 2.11: Análisis tiempo-historia con inercia fracturada OpenSees vs Etabs

Pórtico 1						
	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
OpenSees	0.03133	5.01344	0.02631	4.21000	0.02749	4.39765
Etabs	0.02952	4.72336	0.02677	4.28272	0.02729	4.36656
Pórtico 2						
	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
OpenSees	0.01710	2.73587	0.01898	3.03744	0.01935	3.09558
Etabs	0.01731	2.76880	0.01888	3.02032	0.01985	3.17648
Pórtico 3						
	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
OpenSees	0.02318	3.70942	0.02236	3.57832	0.02447	3.91475
Etabs	0.02283	3.65232	0.02378	3.80432	0.02237	3.57856
Pórtico 4						
	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
OpenSees	0.01883	3.01206	0.02010	3.21563	0.01907	3.05117
Etabs	0.02124	3.39856	0.02379	3.80688	0.01903	3.04400

2.11 Análisis dinámico no lineal

El análisis no lineal de los pórticos se los modela en OpenSees, para ello se debe definir la sección y geometría de cada pórtico. El software OpenSees presenta una gran variedad de modelos para generar elementos vigas o columnas que describen el comportamiento del hormigón modelado por fibras, para ello se hará uso de materiales como **Concrete01**, **Steel01**, para definir el hormigón y el acero de refuerzo.

El comando **section Fiber** crea la sección con fibras con los materiales uniaxiales **Concrete01**, **Steel01** previamente definidos.

2.11.1 Concrete01

Concrete01 es utilizado para construir un material uniaxial de hormigón con degradación lineal y sin resistencia a la tracción, de esta manera se puede definir el hormigón confinado y no confinado.

2.11.2 Steel01

Steel01 se utiliza para construir un objeto de acero bilineal uniaxial con endurecimiento cinemático y endurecimiento isotrópico opcional. El cual es adecuado para representar el refuerzo longitudinal de un elemento estructural.

2.11.3 Section Fiber

Una sección de fibra tiene una configuración geométrica general formada por subregiones de formas más simples y regulares (por ejemplo, cuadrilátero, regiones circulares) denominadas parches. Además, se pueden especificar capas de barras de refuerzo. Los subcomandos patch y layer se utilizan para definir la discretización de la sección en fibras.

Puesto que se ha creado la sección de fibras de cada pórtico se procede a realizar un análisis tiempo-historia, con el registro de aceleraciones escalado para un espectro de diseño con un período de retorno de 475 años y 2500 años y un análisis estático no lineal (Pushover).

Rutina uniaxialMaterial Concrete01, Steel01 y section Fiber en Anexo 3

Tabla 2.12: Análisis tiempo-historia (espectro de diseño 475 años)

ESPECTRO DISEÑO (475 AÑOS)					
Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
<i>PÓRTICO 1</i>					
0.214	3.216	0.133	1.989	0.084	1.257
<i>PÓRTICO 2</i>					
0.079	1.521	0.120	2.317	0.095	1.821
<i>PÓRTICO 3</i>					
0.179	3.450	0.155	2.974	0.074	1.416
<i>PÓRTICO 4</i>					
0.090	1.727	0.087	1.672	0.084	1.621

Analizamos la respuesta de desplazamiento paso a paso en el tiempo del pÓrtico 1, en la cual se puede observar que presenta deformación residual, indicando que la estructura se encuentra en el rango inelástico. Las grÁficas para los pÓrticos restantes presentan igual comportamiento tanto para un espectro de diseo de 475 aros como 2500 aros.

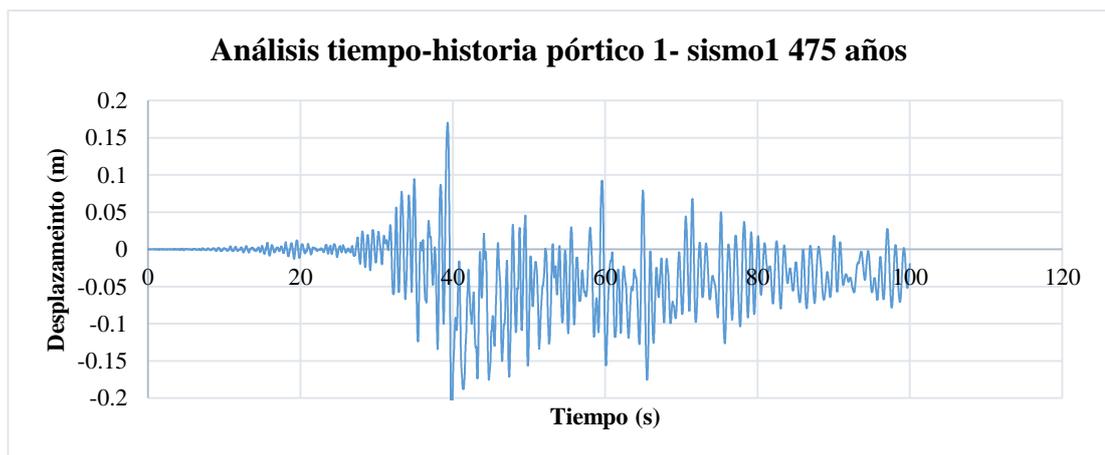


Figura 2.11: Análisis tiempo-historia no lineal pÓrtico 1- sismo 1 475 aros

Respuesta de desplazamiento paso a paso en el tiempo sismo 2 y sismo 3 para 475 aros en Anexo 2

Tabla 2.13: Análisis tiempo-historia (espectro de diseño 2500 años)

ESPECTRO DISEÑO (2500 AÑOS)					
Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
<i>PÓRTICO 1</i>					
0.347	5.199	0.173	2.596	0.101	1.513
<i>PÓRTICO 2</i>					
0.093	1.789	0.106	2.032	0.113	2.168
<i>PÓRTICO 3</i>					
0.341	6.563	0.214	4.120	0.088	1.684
<i>PÓRTICO 4</i>					
0.138	2.660	0.129	2.480	0.100	1.925



Figura 2.12: Análisis tiempo-historia no lineal pórtilo 1- sismo 1 2500 años

Respuesta de desplazamiento paso a paso en el tiempo sismo 2 y sismo 3 para 2500 años en Anexo 2

El análisis estático no lineal (Pushover) aplica una fuerza lateral al pórtilo y en forma progresiva ir aumentando esa carga hasta que se obtenga el desplazamiento objetivo o se alcance el colapso de la estructura con la combinación de fuerzas laterales y los efectos de segundo orden P-delta.

Como resultado se grafica el cortante basal vs desplazamiento en el último nivel o nodo asignado, esta gráfica es también conocida como curva de capacidad la cual permite una evaluación del daño en la estructura por deformaciones máximas.

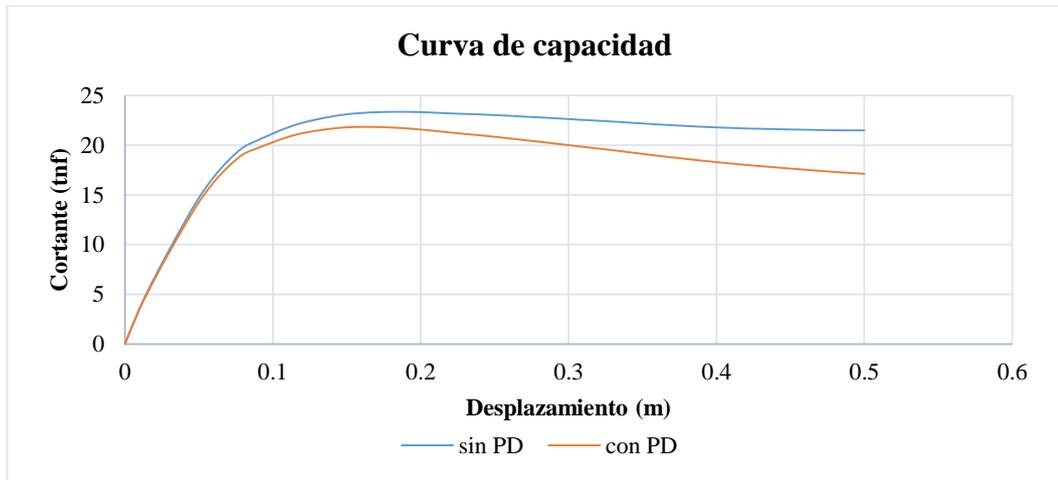


Figura 2.13: Curva de capacidad põrtico 1

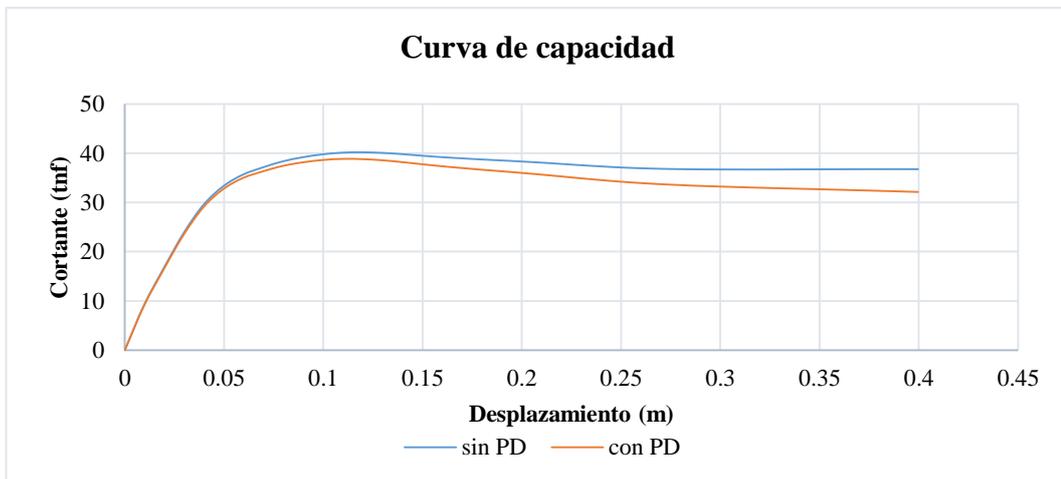


Figura 2.14: Curva de capacidad põrtico 2

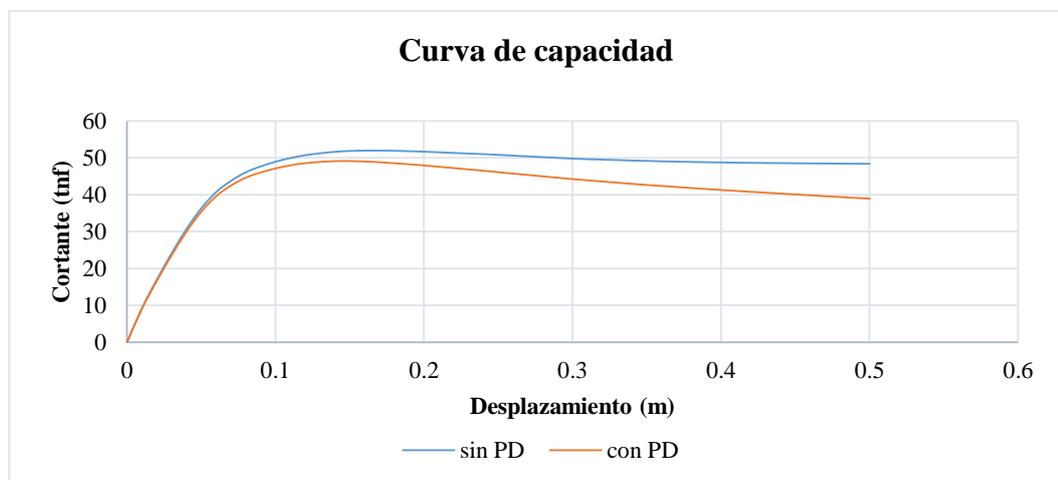


Figura 2.15: Curva de capacidad põrtico 3

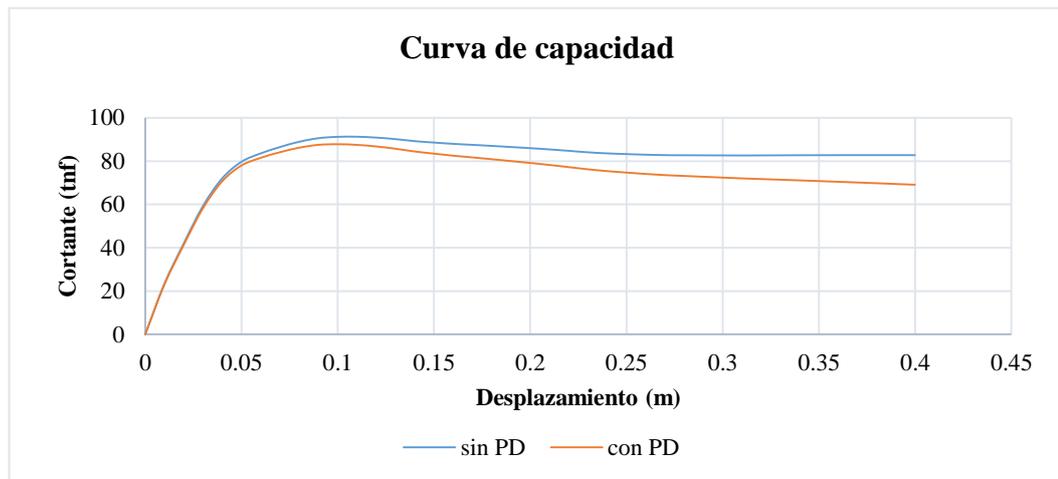


Figura 2.16: Curva de capacidad púrtico 4

Se determinó el amortiguamiento propio de la estructura con un análisis de vibración libre en OpenSees con interface en Matlab dando como resultado un 3% para todos los púrticos.

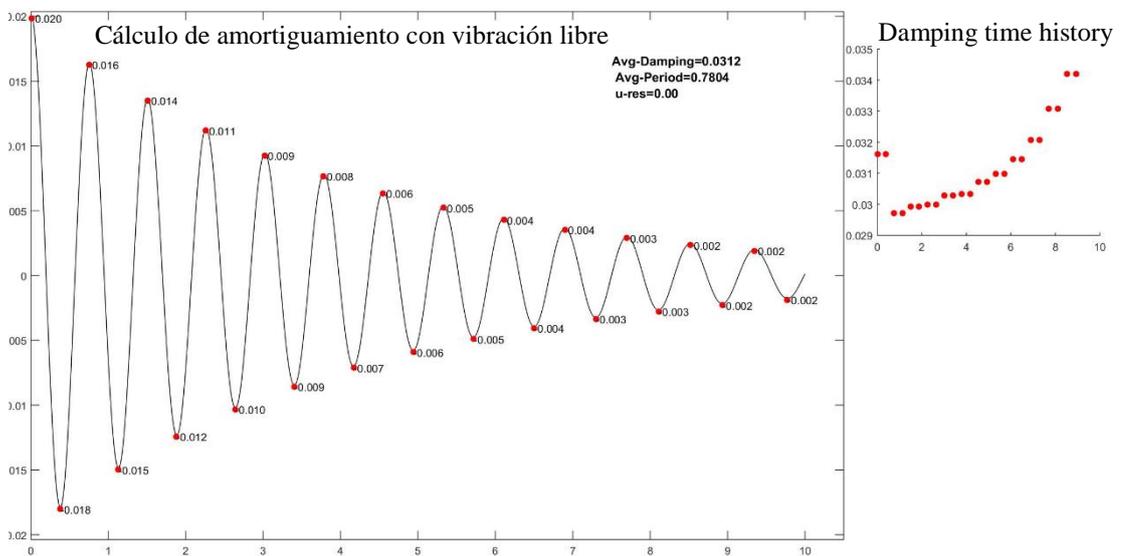


Figura 2.17: Vibración libre púrtico 1

Finalmente se analiza la energía de disipación de cada púrtico en OpenSees representado por su curva histerética.

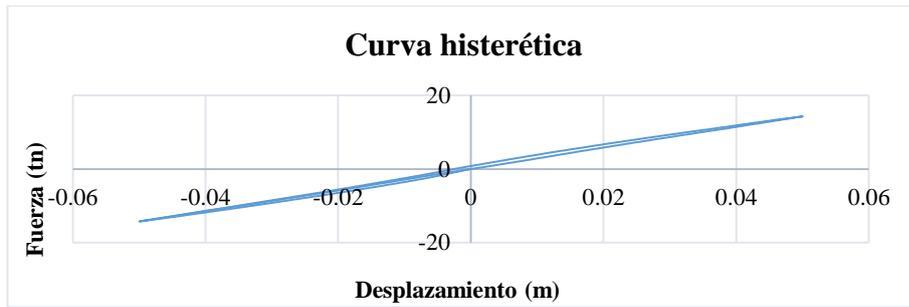


Figura 2.18: Curva histerética põrtico 1

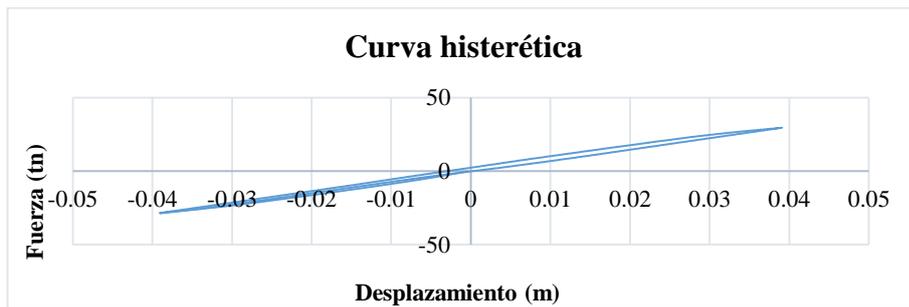


Figura 2.19: Curva histerética põrtico 2

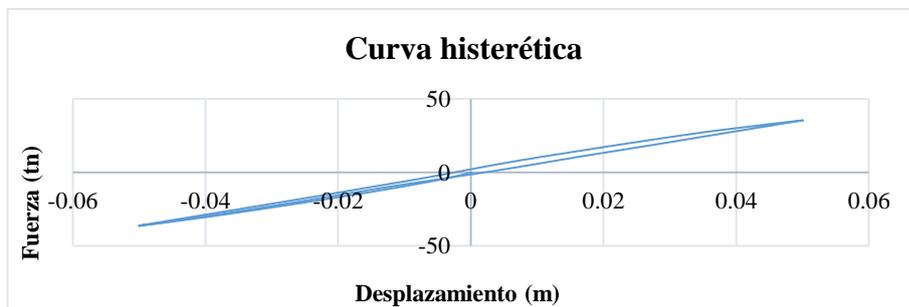


Figura 2.20: Curva histerética põrtico 3

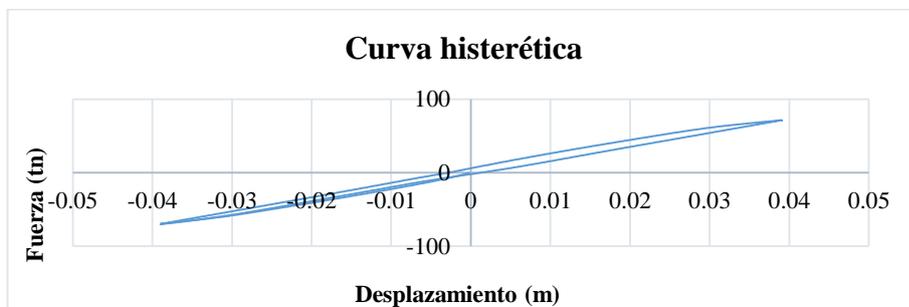


Figura 2.21: Curva histerética põrtico 4

CAPÍTULO III

MEDIDAS DE MITIGACIÓN

Como medida de mitigación se optó por proponer el aislamiento basal, realizando un análisis sísmico de la estructura en el rango no lineal, esto con el objetivo de disminuir las derivas. La medida de mitigación con aislamiento basal tiene como alcance el pre dimensionamiento de un aislador LRB basado en el modelo bilineal.

3.1 Fundamentos del aislamiento basal

El aislamiento sísmico puede ser una estrategia de rehabilitación eficaz si los resultados de una evaluación sísmica muestran deficiencias atribuibles a las fuerzas sísmicas o excesivas demandas de deformación. (FEMA 356, 2000). Además de ello el aislamiento basal es considerado un método de diseño sísmico, el cual consiste en desacoplar la estructura de la cimentación reduciendo el nivel de aceleraciones producidas por los sismos hacia la estructura con el fin de reducir el daño. Estas aceleraciones se concentran en el aislamiento basal permitiendo que la estructura presente menores deformaciones.

La disminución de la fuerza sísmica se logra aumentando el período fundamental de la estructura, alejándolo de los períodos predominantes que se encuentran dentro del rango de 0.2 a 0.6 segundos, esto para estructuras que tienen un período de 0.1 a 1 segundo que pueden entrar en resonancia provocando daños mayores.

El sistema de aislamiento basal tiene como objeto reducir las derivas y la aceleración de piso introduciendo flexibilidad horizontal, de esta manera quedan concentrados los desplazamientos a nivel del aislamiento.

3.1.1 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

La reducción de energía ocurre por el aumento del período de vibración de la estructura, alejándolo del período de vibración natural del suelo. Este tipo de aisladores están compuestos por una serie de láminas de elastómeros o de caucho adheridas entre sí, intercaladas o no con láminas metálicas, con el fin de proveer capacidad para

soportar cargas verticales y confinar el núcleo que, por lo general es de plomo. Las principales características que debe cumplir este tipo de aisladores son la alta rigidez vertical, la flexibilidad horizontal, la rigidez torsional, la durabilidad, la resistencia a cambios de temperatura y la resistencia a fuerzas cortantes, propiedades que deben ser comprobadas en laboratorio antes de ser utilizados en un edificio. (Oviedo & Duque, 2006)

Características mecánicas de los aisladores elastómeros, características mecánicas de los aisladores de plomo y modelado del aislamiento elastómero por modelo bilineal, se encuentran en el Anexo 3

3.2 Pre dimensionamiento general del aislador con núcleo de plomo

El procedimiento de un sistema de aislador de núcleo de plomo que proporciona el mismo período y amortiguación global al desplazamiento de diseño obtenido para el sistema de alta amortiguación de goma se detalla a continuación.

Tabla 3.1: Dimensionamiento general del aislador con núcleo de plomo

Desplazamiento mínimo de diseño	
$D_d = \frac{gS_{D1}T_o}{4\pi^2B_D}$	$g =$ Aceleración SD1= Parámetro del espectro de aceleración en 1s To= Período objetivo BD= Coeficiente del amortiguamiento efectivo
Rigidez efectiva	
$D_d = \frac{gS_{D1}T_o}{4\pi^2B_D}$	W= Peso de la estructura To= Período objetivo
Energía de disipación	
$W_D = 2\pi K_{eff}\beta_o D_d^2$	β_o =Amortiguamiento objetivo de la tabla
Fuerza característica	
$Q_o = \frac{W_D}{4(D_d - D_y)}$	Dy= Desplazamiento de fluencia

Nota: Como no se conoce D_y , se debe aproximar la fuerza característica despreciando el desplazamiento de fluencia.

Tabla 3.2: Proceso iterativo

Proceso iterativo	
$Q_0 = \frac{W_D}{4(D_d)}$	Fuerza característica sin considerar el desplazamiento de fluencia
$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D_d}$	Rigidez post-fluencia
$K_1 = 10K_2$	Rigidez inicial
$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$	Desplazamiento de fluencia
$Q_0 = \frac{W_D}{4(D_d - D_y)}$	Fuerza característica

Nota: Una vez calculado la fuera característica se vuelve a calcular K_2 K_1 D_y hasta que el valor de fuerza característica converja.

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

Figura 3.1: Coeficiente de amortiguamiento ASCE 7-10.

3.2.1 Dimensión del aislador

Tabla 3.3: Dimensión del aislador

Área de plomo	
$A_p = \frac{Q}{F_y}$	Fy= Esfuerzo d fluencia del plomo 10.52 Mpa
Diámetro del núcleo de plomo	
$D_p = \sqrt{\frac{4A_p}{n_{LRB}\pi}}$	nLRB= Número de aisladores
Área de goma	
$A_e = \frac{t_r}{G_e} K_2$	tr= Altura del caucho
	Ge= Módulo de corte del caucho 0.4 Mpa
Diámetro de goma	
$D_e = \sqrt{\frac{4(A_e + 0.99A_p)}{n_{LRB}\pi}}$	

Siguiendo el procedimiento antes descrito se obtiene las dimensiones del aislador para cada p rtico.

Tabla 3.4: Dimensión del aislador tipo para cada p rtico

	Pórtico 1	Pórtico 2	Pórtico 3	Pórtico 4
Desplazamiento min(cm)	25.88	25.88	25.88	25.88
h (cm)	20.00	20.00	20.00	20.00
Dp (cm)	3.50	3.09	3.65	3.51
De (cm)	22.70	20.07	23.67	22.79

3.3 Modelo del aislador con núcleo de plomo en OpenSees

El comando utilizado para construir un aislador con núcleo de plomo es el **uniaxialMaterial KikuchiAikenLRB**. Este modelo produce curvas de histéresis no lineales del aislador de plomo-caucho.

Rutina uniaxialMaterial KikuchiAikenLRB en Anexo 3

Una vez dimensionado los aisladores para cada p rtico, modelamos cada uno de ellos en OpenSees para obtener su curva de histéresis y comprobar que el modelo es correcto.

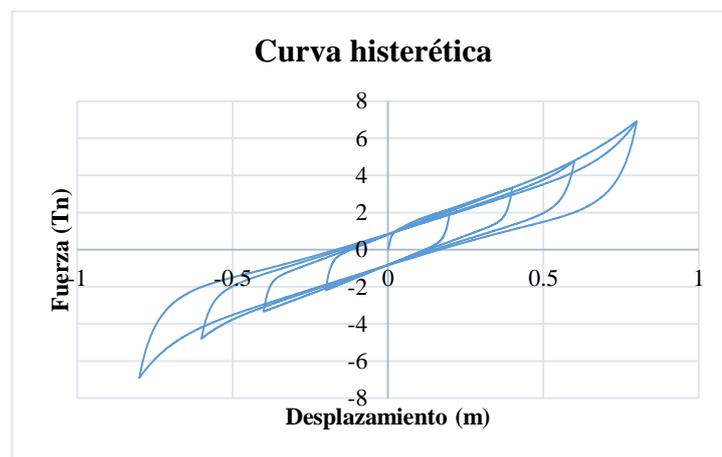


Figura 3.2: Curva hist rica aislador p rtico 1

Las curvas de histéresis para el resto de pórticos presentan igual característica que el p rtico 1, por consiguiente se ha confirmado que el modelo de los aisladores es correcto.

3.4 Análisis de los pórticos con aislador en OpenSees

En síntesis examinamos el modelo de los aisladores en cada pórtico, realizando un análisis modal y tiempo-historia para verificar que el período fundamental aumenta con el objetivo de alejar a la estructura de los períodos predominantes y disminuir los desplazamientos.

Tabla 3.5: Análisis modal con aislador

	Período	Desplazamiento aislador (m)		
		Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3
Pórtico 1	1.0910	0.3290	0.2253	0.3591
Pórtico 2	0.9385	0.4721	0.2919	0.2135
Pórtico 3	1.0164	0.4107	0.2765	0.2247
Pórtico 4	0.9506	0.4540	0.2950	0.2161

Tabla 3.6: Análisis tiempo-historia con aislador

Pórtico 1					
Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.0398	0.5965	0.0310	0.4656	0.0483	0.7243
Pórtico 2					
Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.0163	0.3138	0.0114	0.2189	0.0103	0.1983
Pórtico 3					
Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.0440	0.8460	0.0334	0.6414	0.0343	0.6593
Pórtico 4					
Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3	
Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)	Desplazamiento (m)	Deriva (%)
0.0207	0.3977	0.0151	0.2900	0.0136	0.2609

Después de realizar los respectivos análisis se puede verificar que el período fundamental de la estructura aumenta alejándolo de los períodos predominantes y por ende sus desplazamientos disminuyen.

Finalmente se analiza la energía de disipación de cada pórtico con aislador en OpenSees.

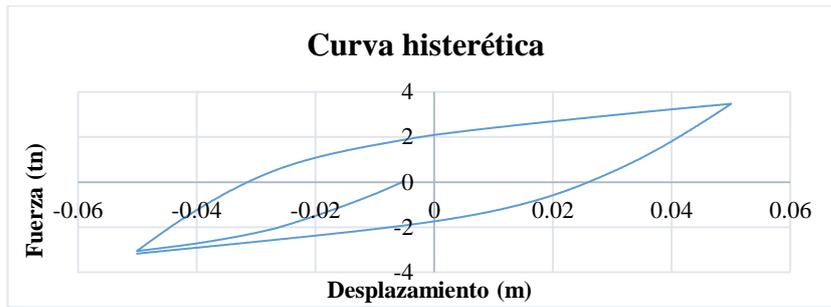


Figura 3.3: Curva histerética pórtico 1 con aislador

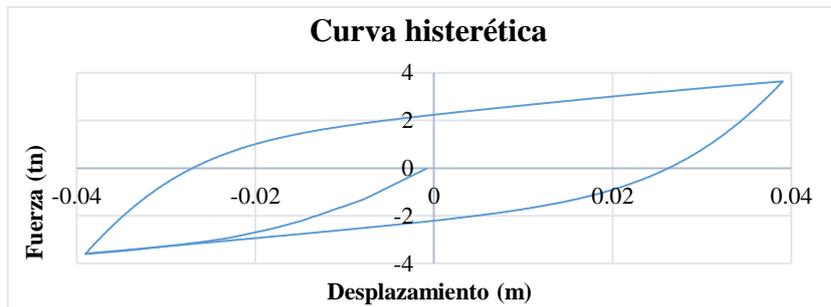


Figura 3.4: Curva histerética pórtico 2 con aislador

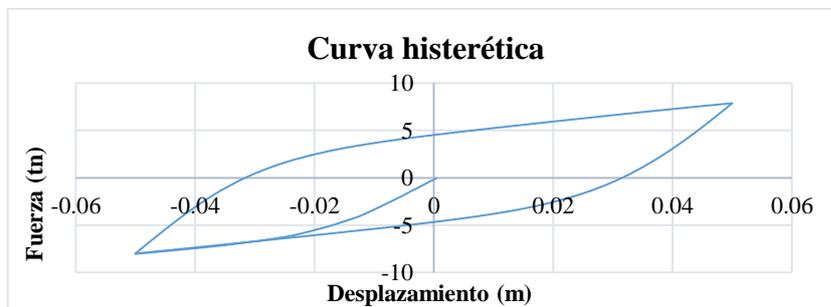


Figura 3.5: Curva histerética pórtico 3 con aislador

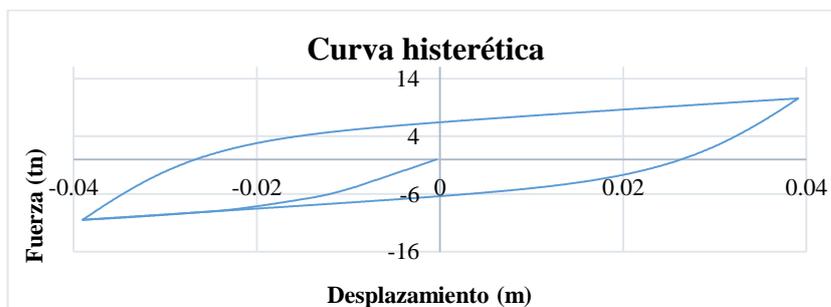


Figura 3.6: Curva histerética pórtico 4 con aislador

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS PRESUPUESTARIO

En el presente Capítulo se obtiene el costo conceptual de la estructura convencional y de la estructura aislada del Hospital General Macas. Se compara sus costos para verificar la factibilidad económica de la medida de mitigación descrita en el Capítulo 3.

4.1 Estimación del costo del Hospital General Macas

Para la estimación del costo por metro cuadrado de construcción se tomó como base el presupuesto referencial del Centro de Salud Tipo C Ciudad de Cuenca.

Estimación de costo por metro cuadrado de construcción:

Tabla 4.1: Estimación de costo por metro cuadrado de construcción

<i>CENTRO DE SALUD TIPO C CIUDAD DE CUENCA</i>	
Costo Total de construcción	\$ 4,090,687.42
Área total de construcción (m ²)	2719
Costo x m ²	\$ 1,504.48

Con el costo por metro cuadrado procedemos a calcular el costo de construcción del Hospital General Macas tanto convencional como con aislamiento sísmico. El valor del precio unitario del aislador LRB se tomó del trabajo de investigación de (Núñez, 2014)

Tabla 4.2: Estimación del costo de la estructura convencional

HOSPITAL GENERAL MACAS				
COSTO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Área de construcción	m ²	3746.68	\$ 1,504.48	\$5,636,813.81
				\$5,636,813.81

Tabla 4.3: Estimación del costo de la estructura aislada

HOSPITAL GENERAL MACAS				
COSTO DE LA ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO SÍSMICO				
Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Área de construcción	m ²	3746.68	\$ 1,504.48	\$5,636,813.81
Aislador LRB	U	207	\$ 2,186.49	\$ 452,603.43
				\$6,089,417.24

El costo de la estructura aislada es superior en un 8.03% del costo convencional, lo que en términos generales no representa un valor significativo, al contrastarlo con el mejor comportamiento de la estructura ante la presencia de un sismo de gran magnitud, pues estamos dotando a la edificación con un dispositivo para disminuir la vulnerabilidad y bajar el riesgo.

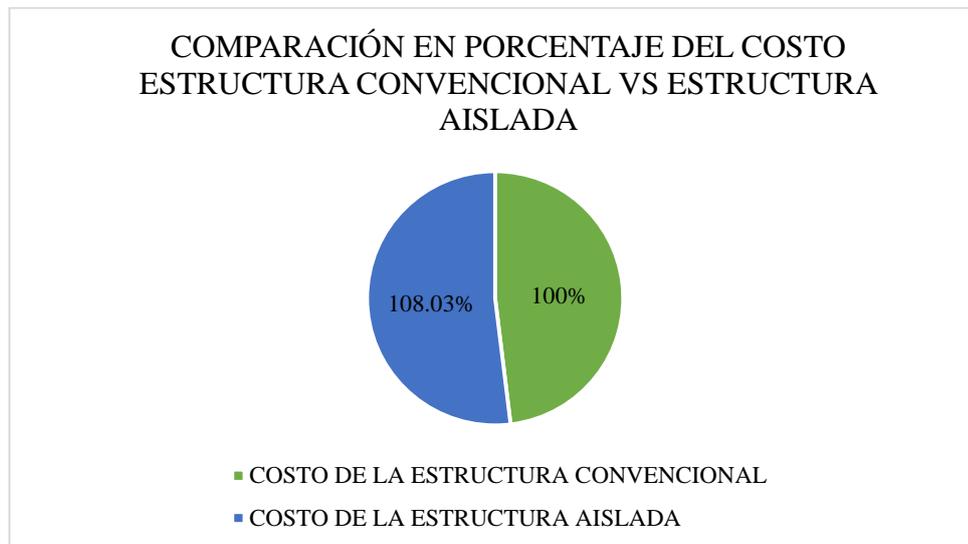


Figura 4.1: Comparación en porcentaje del costo estructura convencional vs estructura aislada

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- El estudio realizado por los ingenieros Edison Lituma y Franklin Solís, basado en la norma vigente, determinó que se debe rigidizar la estructura, ya que posee grandes luces y existe la presencia de columnas débiles y viga fuerte en toda la edificación. Por consiguiente la estructura no es segura, a pesar de que la calificación obtenida por el Índice de Seguridad Hospitalaria (ISH) indica que es de mediana vulnerabilidad y que es una edificación segura.
- De los resultados obtenidos en el análisis dinámico no lineal con el espectro de diseño para un período de retorno de 2500 años, se obtuvieron deformaciones residuales hasta de 12.032 cm en el pórtico 3 debido a la presencia de columnas cortas; por lo que la estructura ya se encuentra en el rango inelástico, sobrepasando el 0.2% de deformación que recomienda la norma.
- La deriva máxima obtenida es del 6.563% en el pórtico 3, lo que constituye que la edificación es altamente vulnerable al colapso ante la ocurrencia de un evento sísmico de magnitud similar o superior a los contemplados en los análisis.
- Al obtener las curvas de capacidad (pushover), podemos observar que la estructura brinda un margen de seguridad aparente con respecto al cortante basal, lo que no contrasta con los resultados de las derivas máximas, los cuales demuestran que la estructura ante la presencia de un sismo similar o superior a los descritos en los análisis, se encontraría en el umbral del colapso, pues tanto las derivas como las deformaciones residuales máximas son excesivas.

- Debido a las derivas presentadas en los análisis, la entidad hospitalaria no cumple con el concepto de funcionalidad continua al momento de la ocurrencia de un sismo de igual o superior magnitud a los descritos en este trabajo de investigación.
- Como medida de mitigación se optó por la implementación de aislamiento basal, pre dimensionando un aislador de tipo LRB basado en la curva de histéresis del modelo bilineal siguiendo la normativa ASCE 7-10, esto nos permitió concluir que con la implementación de aisladores en las edificaciones esenciales se reduce el nivel de aceleraciones producidas por los sismos, alejando la estructura de los períodos predominantes, permitiendo que ésta alcance menores deformaciones.
- Con el uso de los aisladores elastoméricos LRB, se logró incrementar el período fundamental de la estructura y de esta manera reducir significativamente las derivas máximas, esto a pesar de que no se cumple con el criterio de columna fuerte – viga débil, además de la presencia de columnas cortas. Nos llevaría a pensar que una solución viable sería la instalación de los aisladores en la estructura ya existente, pero debemos mencionar que el alto costo de instalación de los aisladores en estas condiciones descarta totalmente esta opción. El uso de aisladores es útil cuando se incluye en el diseño de la estructura nueva, pues según el análisis presupuestario realizado, el costo total de los aisladores sería de alrededor del 8.03% del costo total de la edificación, un costo mínimo que se debe asumir, sabiendo los beneficios que éstos representan, como asegurar la funcionalidad continua del hospital en un momento de un desastre natural, fundamental para tener el mínimo de pérdidas humanas.

Recomendaciones:

- Se recomienda la implementación de aislamiento basal en estructuras esenciales nuevas, puesto que mejora la seguridad de la estructura y permite que la mayoría de instalaciones mantengan su capacidad de funcionar después de un terremoto.
- Se recomienda no invertir en reforzamiento en la entidad hospitalaria, puesto que el análisis no lineal refleja su alta vulnerabilidad y la mejor decisión es demoler para salvaguardar la vida de las personas.

BIBLIOGRAFÍA

- 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.
- Arango, S., Paz, A., & Duque, M. d. (2009). PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTANTERÍA METÁLICA. *Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 12,*, 139-154.
- ASCE7-10. (2010). *American Society of Civil Engineers*. United States of America.
- Charney, F. A. (2010). *Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-05*. ASCE PRESS.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. México: Pearson Educación.
- Correa, C., Hinojosa, D., & Taípe, M. (Agosto de 2004). Sismicidad histórica del Ecuador cálculo de aceleraciones máximas, energía sísmica liberada y estimación de peligro sísmico. Quito, Ecuador.
- FEMA 356. (2000). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. United States of America.
- Lituma, E., & Solís, F. (2016). *Evaluación estructural de la entidad hospitalaria "Hospital General Macas" de la ciudad de Macas - provincia del Morona Santiago, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria*. Cuenca, Ecuador.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress - Strain of Structural engineering*. ASCE.
- Ministerio de Salud Pública. (Octubre de 2007). Política Nacional de Hospitales Seguros.

- N. E. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Recuperado el 31 de Agosto de 2015, de <http://www.normaconstruccion.ec/>
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Desing of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. John Wiley & Sons.
- NEC - Peligro Sísmico. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico*. Ecuador.
- NEC. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ecuador.
- Núñez, L. B. (2014). *Aislación sísmica de un edificio (análisis comparativo del comportamiento y costos con un edificio tradicional)*. Quito, Ecuador.
- OpenSees. (2012). Open System for Earthquake Engineering Simulation. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. University of California.
- Organización Panamericana de la Salud. (1997). *Lecciones Aprendidas en América Latina de Mitigación de Desastres en Instalaciones de la Salud*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos de la Mitigación de Desastres en Establecimientos de la Salud*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos de la Mitigación de Desastres en Establecimientos de la Salud*.
- Organización Panamericana de la Salud. (2013). *Hospitales Seguros. Sistematización de experiencias en la República Dominicana*.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. d. (2006). SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES. *REvista EIA*, 105-120.
- Ugarte, C. (2010). *Índice de Seguridad Hospitalaria, Retos de la Gestión de Riesgos* 1-39.

ANEXOS