



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

**Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional  
“Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca,  
provincia del Azuay en el estado actual que presenta la  
estructura**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:**

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

**Autores:**

**GISELLE MARSELA CRESPO SALCEDO**

**JAVIER RICARDO FLORES RIVERA**

**Director:**

**JOSÉ FERNANDO VÁZQUEZ CALERO**

**CUENCA – ECUADOR 2018**

## DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mi familia y amigos.

En especial a mis padres, Julio y María Augusta, por ser pilar fundamental e inspiración a lo largo de todo este camino, por su incondicional apoyo y constante motivación, por otorgarme siempre los mejores valores y principios; a mis hermanos, Andres y Mateo, por ser mi soporte y compañía en este período de mi vida; a mi compañera de tesis y mejor amiga Giselle, por estar en los momentos de alegría y tristeza durante el período universitario y ser la principal razón de poder culminar exitosamente este proyecto de titulación. A todos mis familiares y amigos que recordé al momento de escribir esto. Ustedes saben quiénes son.

Javier Ricardo Flores Rivera

Dedico este proyecto a Dios, mi familia y amigos.

Principalmente a Dios y la Virgen por estar a mi lado siempre y de manera especial a mis padres Javier y Marcela, por haberme apoyado incondicionalmente, por motivarme y siempre caminar junto a mí, entregando lo mejor de sí mismos brindándome principios y valores; a mi abuelita Beatriz y mi hermana Gabriela; quienes son las personas que han impulsado mis sueños y me han inspirado a alcanzar mis metas, y ser una mejor persona cada día, por su apoyo incondicional durante toda mi vida; a mi compañero de tesis y mejor amigo Javier quien me ha acompañado en esta etapa universitaria, brindándome su apoyo en el ambiente profesional como personal, siendo la principal razón para culminar este proyecto; a mi mejor amiga y hermana Nora, quien me ha apoyado siempre desde el colegio y ha compartido conmigo alegrías y sufrimientos. En general a todos mis familiares, sobre todo a mi abuelito, que han sido pilares fundamentales en mi vida, amigas y amigos que han estado siempre para mí.

Giselle Marcela Crespo Salcedo

## AGRADECIMIENTO

Queremos expresar nuestra gratitud a Dios y a la Virgen, quienes con su bendición llenan siempre nuestra vida y a nuestras familias por estar siempre presentes.

Nuestro profundo agradecimiento a la Universidad del Azuay, a las autoridades y personal que la conforman, por confiar en nosotros, al abrirnos las puertas y permitirnos crecer como profesionales y personas para poder cumplir nuestro sueño, transmitiéndonos no solo conocimientos sino valores para asumir nuestro futuro con responsabilidad.

A nuestro director de tesis el Ing. José Vázquez Calero, M.Sc., por brindarnos el apoyo y la motivación para seguir adelante en esta etapa de nuestras vidas, por permitirnos ser parte de este gran proyecto, otorgándonos su dedicación e interés para sacar adelante la presente investigación, brindándonos su tiempo y experiencia, Para nosotros ha sido un placer y una suerte el haber conocido a una gran persona dentro y fuera de las aulas de clase.

A los miembros del tribunal: al Dr. Francisco Flores Solano, PhD., un gran profesional que estuvo siempre dispuesto a ayudarnos, guiarnos en esta investigación, impartiéndonos sus conocimientos para cumplir los objetivos planteados, brindándonos una parte de su tiempo, quien influyó enormemente en este proyecto; y al Ing. Juan Carlos Malo Donoso por motivarnos y brindarnos su tiempo para revisión y corrección de este trabajo de titulación exitosamente.

A nuestros compañeros que forman parte de esta línea de investigación, de manera especial a Juan Álvarez y Pedro Cordero porque siempre pudimos encontrar apoyo y consejos para poder seguir adelante.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA .....	ii
AGRADECIMIENTO .....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS .....	viii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	x
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT.....	xii
INTRODUCCIÓN .....	1
Antecedentes .....	2
Objetivos .....	4
Metodología.....	4
Estado del arte y marco teórico.....	5
CAPÍTULO I.....	9
1. LEVANTAMIENTO DE LA INFORMACIÓN Y MODELACIÓN DE CARGAS .....	9
1.1 Recopilar información arquitectónica y de ingeniería en base a investigaciones anteriores.....	9
1.2 Determinación y modelación de cargas.....	21
1.2.1 Cargas gravitacionales.....	22
1.2.1.1 Cargas vivas de uso .....	22
1.2.1.2 Cargas muertas y permanentes .....	23
1.2.2 Cargas accidentales.....	23
1.2.2.1 Cargas sísmicas.....	23
CAPÍTULO II .....	30
2. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	30
2.1 Generación y modelación dinámica estructural 3D del bloque principal del Hospital “Vicente Corral Moscoso” en software especializado OpenSees.....	30
2.1.1 Modelación OpenSees .....	31
2.1.2 Creación y programación del modelo .....	31

2.1.2.1	Definición del modelo .....	32
2.1.2.2	Definición de la geometría .....	32
2.1.2.3	Definición de propiedades y características de los materiales .....	32
2.1.3	Estructuración de archivos de salida (Recorders).....	34
2.1.4	Analizar y definir cargas .....	34
2.1.4.1	Cargas gravitatorias.....	34
2.1.4.2	Cargas sísmicas.....	36
2.1.4.2.1	Espectro de diseño.....	36
2.1.4.2.1.1	Espectro elástico para un período de retorno de 2500 años: .....	39
2.1.5	Análisis modal .....	39
2.1.5.1	Análisis lineal.....	40
2.1.5.2	Análisis no lineal.....	41
2.1.5.2.1	Fibras.....	42
2.1.6	Análisis estático no lineal .....	43
2.1.6.1	Efecto P-Delta .....	43
2.1.6.2	Cortante basal de diseño .....	44
2.1.6.2.1	Análisis dinámico no lineal.....	46
2.1.6.2.1.1	Ecuación de movimiento.....	46
2.1.6.2.1.2	Matriz de masa.....	47
2.1.6.2.1.3	Matriz de amortiguamiento.....	47
2.1.6.2.1.4	Matriz de rigidez .....	47
2.1.6.2.1.5	Escalamiento de sismos .....	48
CAPÍTULO III .....		54
3. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....		54
3.1	Análisis de resultados y generación de gráficos sobre el tiempo que le toma a la estructura llegar a su máxima deriva, basado en el método de tiempo-historia, en el estado actual de la estructura. ....	54
3.1.1	Deriva ( $\delta$ ).....	54
3.1.2	Junta constructiva .....	69
CONCLUSIONES .....		71
RECOMENDACIONES .....		73
REFERENCIAS .....		74

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1: Ubicación del Hospital Regional.....	9
Figura 1. 2: Ubicación del Hospital Regional.....	11
Figura 1. 3: Planta del bloque principal completo .....	12
Figura 1. 4: Planta del Bloque Principal a ser Analizado .....	12
<i>Figura 1. 5: Vista frontal del bloque principal a ser analizado .....</i>	<i>13</i>
Figura 1. 6: Vista 3D del bloque principal a ser analizado .....	13
Figura 1. 7: Planta del sub bloque A.....	14
Figura 1. 8: Vista frontal del sub bloque A.....	14
Figura 1. 9: Vista en 3D del sub bloque A.....	15
Figura 1. 10: Planta del sub bloque B .....	15
<i>Figura 1. 11: Vista frontal del sub bloque B .....</i>	<i>16</i>
Figura 1. 12: Vista en 3D del sub bloque B .....	16
Figura 1. 13: Ampliación en la vista 3D de la junta constructiva .....	17
Figura 1. 14: Unión columna tipo II- viga .....	18
Figura 1. 15: Unión columna tipo I- viga.....	18
Figura 1. 16: Unión viga- columna tipo .....	19
Figura 1. 17: Vistas laterales del bloque principal.....	19
Figura 1. 18: Vista frontal de columna rotada eje B-12.....	20
Figura 1. 19: Mapa de zonificación sísmica del Ecuador .....	24
Figura 1. 20: Curvas de peligro sísmico, Cuenca .....	25
Figura 1. 21: Determinación factores z.....	26
Figura 2. 1: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que presenta el sismo de diseño. ....	38
Figura 2. 2: Espectro de diseño período de retorno 2500 años – inelástico.....	39
Figura 2. 3: Gráfico de datos y resultados de pushover sub bloque A.....	45
Figura 2. 4: Gráfico de datos y resultados de pushover sub bloque B.....	45
Figura 2. 5: Gráfica de la resultante de los sismos sin escalar, y el promedio de las resultantes.....	49
Figura 2. 6: Escalamiento de sismo para el sub bloque A en dirección “z” .....	50
Figura 2. 7: Escalamiento de sismo para el sub bloque A en dirección “x” .....	51
Figura 2.8: Escalamiento de sismo para el sub bloque B en dirección “z” .....	52
Figura 2.9: Escalamiento de sismo para el sub bloque B en dirección “x” .....	53

Figura 3.1: Resultados análisis dinámico no lineal AGYE - N.....	57
Figura 3.2: Resultados análisis dinámico no lineal AGYE - E.....	58
Figura 3.3: Resultados análisis dinámico no lineal AOTA - N.....	59
Figura 3.4: Resultados análisis dinámico no lineal AOTA - E.....	60
Figura 3.5: Resultados análisis dinámico no lineal PRAM - N.....	61
Figura 3.6: Resultados análisis dinámico no lineal PRAM - E.....	62
Figura 3.7: Resultados análisis dinámico no lineal AGYE - N.....	63
Figura 3.8: Resultados análisis dinámico no lineal AGYE - E.....	64
Figura 3.9: Resultados análisis dinámico no lineal AOTA - N.....	65
Figura 3.10: Resultados análisis dinámico no lineal AOTA - E.....	66
Figura 3.11: Resultados análisis dinámico no lineal PRAM - N.....	67
Figura 3.12: Resultados análisis dinámico no lineal PRAM - E.....	68

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I: Establecimientos de salud afectados por provincia por el terremoto del 16/06/2016 .....	6
Tabla II: Camas disponibles y pérdidas, según tipología y provincia por el terremoto del 16/06/2016.....	6
Tabla 1.1: Detalle de elementos estructurales.....	17
Tabla 1.2: Comprobación de columnas según criterios de NEC-SE-2015 y ACI-318M-11 .....	21
Tabla 1.3: Cargas vivas de uso para estructuras esenciales .....	22
Tabla 1.4: Cargas muertas o permanentes para estructuras esenciales .....	23
Tabla 1.5: Valores del factor Z en función de las zonas .....	24
Tabla 1.6: Factores z. ....	26
Tabla 1.7: Características del suelo del sitio de emplazamiento.....	27
Tabla 1.8: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	27
Tabla 1.9: Niveles de amenaza sísmica. ....	29
Tabla 1.10: Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial.....	29
Tabla 2.1: Especificaciones concreto armado .....	33
Tabla 2.2: Especificaciones acero de refuerzo longitudinal.....	33
Tabla 2.3: Tabla de cálculo de cargas .....	34
Tabla 2.4: Tabla de cargas de la primera planta hasta la sexta planta del bloque A. ....	35
Tabla 2.5: Tabla de cargas de la primera planta hasta la sexta planta del bloque B .....	35
Tabla 2.6: Tabla de coeficientes de perfil de suelo para el espectro de diseño.....	36
Tabla 2.7: Tipo de suelo y factores de sitio Fa .....	36
Tabla 2.8: Tipo de suelo y factores de sitio Fd .....	37
Tabla 2.9: Tipo de suelo y factores de sitio Fs.....	37
Tabla 2.10: Parámetros para el cálculo del espectro de diseño.....	38
Tabla 2.11: Comparación de resultados de períodos fundamentales bloque A ....	40
Tabla 2.12: Comparación de resultados de períodos fundamentales bloque B.....	41
Tabla 2.13: Comparación de resultados de períodos fundamentales bloque A ....	42
Tabla 2.14: Comparación de resultados de períodos fundamentales bloque B.....	42

Tabla 2.15: Fórmula del cortante basal total de diseño.....	44
Tabla 2.16: Determinación del período de vibración $T_a$ .....	45
Tabla 2.17: Datos para realizar escalamiento en dirección “z” – sub bloque A ...	50
Tabla 2.18: Resultados de los parámetros del espectro de diseño y resultantes de los sismos en dirección “z” para $T = 1.2732$ - sub bloque A.....	50
Tabla 2.19: Datos para realizar escalamiento en dirección “x” – sub bloque A...	51
Tabla 2.20: Resultados de los parámetros del espectro de diseño y resultantes de los sismos en dirección “x” para $T = 0.8947$ - sub bloque A .....	51
Tabla 2.21: Datos para realizar escalamiento en dirección “z” – sub bloque B ...	52
Tabla 2.22: Resultados de los parámetros del espectro de diseño y resultantes de los sismos en dirección “z” para $T = 1.2769$ - sub bloque B.....	52
Tabla 2.23: Datos para realizar escalamiento en dirección “x” – sub bloque B ...	53
Tabla 2.24: Resultados de los parámetros del espectro de diseño y resultantes de los sismos en dirección “x” para $T = 0.8893$ - sub bloque B.....	53
Tabla 3.1: Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de entrepiso. ....	55
Tabla 3.2: Derivas de entrepiso normalizadas, contemplada en los diferentes códigos. ....	55
Tabla 3.3: Derivas máxima permisible ASCE 7- 16.....	56
Tabla 3.4: Derivas superiores al valor máximo permisible de 2% (NEC) del bloque A y B. ....	69
Tabla 3.5: Desplazamientos inelásticos en derivas máximas para comportamiento de junta sísmica. ....	70

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Definiciones .....	
Anexo 2: Índice de seguridad hospitalaria .....	
Anexo 3: Creacion del modelo (OpenSees) .....	

**“ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN 3D DEL HOSPITAL  
REGIONAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO” DE LA  
CIUDAD DE CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY EN EL  
ESTADO ACTUAL QUE PRESENTA LA ESTRUCTURA”**

**RESUMEN**

El objetivo de la investigación fue la realización del análisis dinámico no lineal en 3D, del bloque principal del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca, ante sismos muy raros. Se recabó información de la entidad hospitalaria, de estudios previos pertenecientes al proyecto de investigación de la Universidad del Azuay sobre Hospitales Seguros. Se analizó mediante el uso del software OpenSees el modelo matemático idealizado del bloque principal, determinando el período fundamental de la estructura, la capacidad estructural en el rango no lineal y desplazamientos inelásticos producidos por las máximas derivas del edificio en su estado actual, se plantean conclusiones y recomendaciones para disminuir su vulnerabilidad.

**Palabras clave:** Análisis dinámico no lineal, análisis pseudo- dinámico, períodos fundamentales, estructura esencial, desplazamientos inelásticos.

---

Ing. José Fernando Vázquez Calero

**Director del Trabajo de Titulación**

---

Ing. José Fernando Vázquez Calero

**Director de la Escuela**

---

Giselle Marcela Crespo Salcedo

---

Javier Ricardo Flores Rivera

**Autores**

**“NON-LINEAR DYNAMIC 3D ANALYSIS OF THE CURRENT  
STRUCTURAL STATE OF THE VICENTE CORRAL  
MOSCOSO REGIONAL HOSPITAL OF CUENCA, PROVINCE  
OF AZUAY”**

**ABSTRACT**

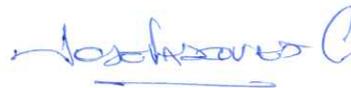
The objective of this research was to perform the nonlinear 3D dynamic analysis of the main block of the "Vicente Corral Moscoso" Regional Hospital of Cuenca against very rare earthquakes. Information of the hospital was collected from previous studies belonging to the Safe Hospitals project of the University of Azuay. The idealized mathematical model of the main block was analyzed using the OpenSees software. It determined the fundamental period of the structure, the structural capacity in the non-linear range and inelastic displacements produced by the maximum drifts of the building in its current state. Conclusions and recommendations were raised to reduce vulnerability.

**Keywords:** Non-linear dynamic analysis, pseudo-dynamic analysis, fundamental periods, essential structure, inelastic displacements.



Ing. José Fernando Vázquez Calero

**Thesis Director**



Ing. José Fernando Vázquez Calero

**Faculty Director**



Giselle Marcela Crespo Salcedo



Javier Ricardo Flores Rivera

**Authors**

Crespo Salcedo Giselle Marcela  
Flores Rivera Javier Ricardo  
Trabajo de Titulación  
Ing. José Fernando Vázquez Calero M.Sc.  
Julio, 2018

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN 3D DEL HOSPITAL REGIONAL  
“VICENTE CORRAL MOSCOSO” DE LA CIUDAD DE CUENCA,  
PROVINCIA DEL AZUAY EN EL ESTADO ACTUAL QUE PRESENTA  
LA ESTRUCTURA.**

**INTRODUCCIÓN**

Debido a que nuestro país se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, ha presenciado eventos sísmicos catastróficos en su historia como se pudo evidenciar el 16 de abril del 2016, con el terremoto de 7.8 en la escala de Richter, el cual afectó a las estructuras de Manabí; a causa de que estas fueron diseñadas y construidas con irresponsabilidad, poco criterio sobre la ingeniería sísmo resistente y mal uso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), ocasionando una gran pérdida de vidas humanas; luego del desastre suscitado, una de las mayores áreas afectadas fueron las edificaciones hospitalarias, ya que estas quedaron inservibles en su totalidad.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su apartado de peligro sísmico establece a las edificaciones hospitalarias como estructuras esenciales y/o peligrosas, deben proporcionar una funcionalidad continua y ocupación inmediata luego de presentarse un evento catastrófico como un sismo de alta magnitud. Se ve la necesidad de realizar análisis sísmo resistentes que garanticen la mejor respuesta ante diferentes amenazas sísmicas que pueda sufrir a lo largo de su vida útil, reduciendo de manera considerable el nivel de vulnerabilidad que puedan presentar las estructuras esenciales.

Actualmente la Organización Mundial de la Salud (OMS), como consecuencia de los diferentes eventos sísmicos suscitados en el mundo como Japón, Chile, Haití, México y Ecuador; lleva a cabo la campaña mundial “Hospitales Seguros Frente a los Desastres”, enfocándose en reducir el riesgo de colapso y protección de

instalaciones, priorizando salvar el mayor número de vidas. Se implementó esta campaña nacional por el Ministerio de Salud. Por otra parte, la Universidad del Azuay en el austro ecuatoriano profundiza la evaluación de las edificaciones de salud a través de un proyecto, del cual forma parte la presente investigación, que tiene por objetivo continuar con el análisis dinámico no lineal en 3D del bloque principal del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” en su estado actual.

Continuando así con presentación de las generalidades, donde se explica antecedentes sobre proyecto de hospitales seguros, objeto principal y objetivos específicos que se buscan cumplir al finalizar la investigación, marco teórico y estado del arte que presenta el ámbito histórico, científico, global y regional que abarca el análisis dinámico no lineal de las estructuras.

En el capítulo I se da a conocer un resumen de los datos obtenidos en anteriores investigaciones sobre el análisis lineal y no lineal del hospital “Vicente Corral Moscoso”; de la misma manera se presenta la determinación y distribución de las cargas de la estructura de acuerdo con la NEC.

En cuanto al capítulo II se modelará el bloque principal de la edificación mediante el software propuesto OpenSees, mostrando el análisis dinámico no lineal en 3D con el que se determinará el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos.

Para finalizar en el capítulo III se procederá a la interpretación de los resultados al presentar gráficos sobre el tiempo y deriva máxima que podrían provocar el colapso de la estructura, dando a conocer si es necesaria la implementación de una medida de mitigación.

### **Antecedentes**

El Ecuador, al estar localizado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, se lo considera un país con alto riesgo sísmico, sin embargo, el diseño y la construcción de la mayor parte de las edificaciones esenciales y/o peligrosas, fueron realizadas en épocas en donde las exigencias sobre amenazas sísmicas no eran suficientemente rigurosas para mantener la operatividad de las estructuras luego de suscitarse un movimiento telúrico catalogado como sismo muy raro, el cual tiene como características el de generar grandes daños y gran cantidad de pérdidas humanas en muy poco tiempo (Franco, 2016).

En el transcurso del tiempo se ha demostrado la necesidad de un sistema de gestión de desastres que procuren reducir el riesgo y vulnerabilidad hasta niveles aceptables, dando prioridad a las edificaciones hospitalarias, evitando su colapso estructural protegiendo así la vida de sus ocupantes; sabiendo que la protección de los hospitales ante desastres no solo se limita a los daños, pérdidas físicas y económicas; sino que permite continuar con el funcionamiento y prestación de servicios esenciales al garantizar la ocupación inmediata luego de suscitado el evento sísmico, debido a que estas estructuras poseen una gran demanda en el post evento (Parra Muñoz , Ribada Vazquez , Llanes Burón, & Gutierrez Perez, 2013). Según la Organización Panamericana de la Salud “El 67% de los establecimientos de salud de la Región Panamericana están ubicados en zonas de riesgo de desastres; conociéndose que, en promedio, un hospital que no funciona en la región deja a unas 200.000 personas sin atención sanitaria” (OPS & OMS, 2010).

En el territorio ecuatoriano los centros de salud se han construido utilizando principalmente sistemas estructurales en base a pórticos de concreto armado, debido a que estos sistemas presentan un bajo costo de mantenimiento y son una práctica tradicional en la ingeniería del país. Aunque en los últimos años se ha desarrollado la construcción de edificaciones con estructuras metálicas estas no son de uso extendido y mucho menos en las edificaciones hospitalarias (Parra Muñoz , Ribada Vazquez , Llanes Burón, & Gutierrez Perez, 2013).

De acuerdo al proyecto de investigación científica “Implementación de una Estrategia de Hospitales Seguros frente a Desastres”, se profundizará en el análisis dinámico no lineal 3D de una entidad de salud existente “Vicente Corral Moscoso”, obteniendo su nivel de vulnerabilidad y susceptibilidad al colapso, comportamiento de la estructura y nivel de daño posible ante sismos muy severos; aplicando la normativa de la Federal Emergency Management Agency (FEMA 440, 2005). Se procederá al uso de la información recopilada de anteriores investigaciones presentadas por los ingenieros: Carla Vintimilla, Adriana Fajardo, Jose Palomino y Angel Quezada; las cuales significarán un gran aporte para la investigación que se pretende ejecutar.

## **Objetivos**

### **1.1. Objetivo general**

Determinar el comportamiento, en su estado actual, del bloque principal del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca en la provincia del Azuay, mediante el análisis dinámico no lineal en 3D, ante un sismo muy raro.

### **1.2. Objetivos específicos**

- Recopilar información arquitectónica y de ingeniería en base a investigaciones previas del bloque principal de la edificación hospitalaria.
- Realizar el análisis dinámico no lineal en 3D de la tipología estructural del bloque principal de la edificación hospitalaria en su estado actual, mediante el software especializado de codificación abierta OpenSees.
- Agrupar y modelar las cargas de acuerdo a la normativa vigente de la Construcción (NEC 2015).
- Realizar un análisis interpretativo en base a los resultados obtenidos sobre el comportamiento del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso”.

## **Metodología**

Se recolectará y se clasificará la información de la tipología estructural del bloque principal en cuanto a la información arquitectónica y de ingeniería del trabajo de investigación previo realizado por las Ingenieras Carla Teresa Vintimilla Molina y Adriana Valeria Fajardo Guapisaca.

Mediante la utilización de software especializado OpenSees, se realizará el modelo en 3D del análisis dinámico no lineal de la tipología estructural del bloque principal de la edificación hospitalaria para poder observar el efecto presente de torsión, en

su estado actual. Se ingresarán las cargas de acuerdo a la normativa vigente (NEC - Peligro Sísmico, 2015), con la finalidad de determinar el comportamiento de la edificación ante cargas gravitacionales y accidentales.

Se analizará el tiempo que produzca las máximas derivas de la estructura, las cuales podrían producir el colapso de la misma, ya sea parcial, progresivo o total. Se desarrollará un análisis comparativo entre los resultados obtenidos sobre el tiempo del posible colapso de la estructura en su estado actual, con el objeto de conocer si es necesario la implementación de una medida de mitigación.

### **Estado del arte y marco teórico**

Ecuador es un país que se encuentra permanentemente afectado por amenazas sísmicas, debido a que se encuentra en el “Cinturón de Fuego del Pacífico”, donde ocurren los terremotos de mayor magnitud; este se ve afectado por una falla geológica principal, producto de la subducción de la placa Nazca en el océano con la placa Sudamericana, además existe la presencia de dos fallas secundarias: la de Quito-Latacunga y la Subandina Oriental, que han generado algunos de los eventos sísmicos significativos en el país. Lo que provoca que las edificaciones estén expuestas a movimientos telúricos, que producen efectos negativos, ya sea en el diseño y/o construcción, y por esta razón se debe tomar precauciones técnicas sismo resistentes para que las edificaciones sigan con un nivel ocupacional para el que fueron diseñadas luego de suscitado el desastre; donde las obras civiles de mayor importancia deben permanecer sin daños luego de ocurrido la catástrofe, ya que su inhabilitación o su colapso produciría perjuicios a la población incluso luego de haber superado el sismo principal, entre este tipo de estructuras tenemos aquellas de ocupación esencial (Parra & Vinicio, 2010).

Se ha observado que los terremotos generan graves daños y pérdidas humanas, en cortos lapsos de tiempo, esto se ha podido evidenciar en varios puntos alrededor del país, sobre todo en la región costanera debido a la proximidad hacia las placas que se encuentran en movimiento (Parra Cardenas, 2015). El más reciente suceso fue el terremoto de 7.8 grados en la escala de Richter que azotó el territorio ecuatoriano, el 16 de Abril del 2016, ocurrido en la costa ecuatoriana en las provincias de Esmeraldas y Manabí. Es de conocimiento que una de las áreas afectadas fue las

infraestructuras hospitalarias. El “Plan Reconstruyo” dio a conocer que producto de la evaluación del Ministerio de Salud Pública que 48 establecimientos de salud (Tabla 1) y 3 unidades administrativas sufrieron afecciones por el sismo, además 12 centros de salud, 6 clínicas generales y 3 hospitales generales quedaron inoperativos. En consecuencia, se perdieron 573 plazas hospitalarias que representan el 18% del total entonces disponible para internamiento (Tabla2) (Comité de Reconstrucción y Reactivación Productiva, 2016), (UNESCO, 2016).

Tabla I: Establecimientos de salud afectados por provincia por el terremoto del 16/06/2016

Provincia	Cantón	Red Pública		Red Complementaria		Total
		Sin internamiento	Con internamiento	Sin internamiento	Con internamiento	
Esmeraldas	Esmeralda		1			1
	Muisne		1			1
Guayas	Guayaquil		2			2
Manabí	Bolívar		1			1
	Chone	2	2			4
	Jama	1				1
	Manta	2	2		2	6
	Portoviejo	3	4	1	3	11
	Rocafuerte	3	1			4
	San Vicente	4				4
	Sucre	7	1		2	10
	Tosagua	2				2
Santo Domingo de las Tsáchilas	Santo Domingo		1			1
<b>Total</b>		<b>24</b>	<b>16</b>	<b>1</b>	<b>7</b>	<b>48</b>

Fuente: (Comité de Reconstrucción y Reactivación Productiva, 2016)

Tabla II: Camas disponibles y pérdidas, según tipología y provincia por el terremoto del 16/06/2016

Tipología	Camas	Esmeraldas	Manabí	Total	% pérdidas
Hospital básico	Disponibles	150	351	501	4%
	Perdidas	20	0	20	
Hospital general	Disponibles	935	828	1763	21%
	Perdidas	0	363	363	
Hospital especializado	Disponibles	15	88	103	76%
	Perdidas	0	78	78	
Clínica general	Disponibles	57	526	583	13%
	Perdidas	0	76	76	
<b>Total</b>	Disponibles	<b>1157</b>	<b>1793</b>	2950	<b>18%</b>
	Perdidas	20	517	537	
	% pérdidas	2%	29%	18%	

Fuente: (Comité de Reconstrucción y Reactivación Productiva, 2016)

El suelo es el encargado de transmitir las ondas generadas por los movimientos sísmicos, estas ondas al llegar a la base de la estructura ejercen una fuerza en la base que genera una respuesta de la estructura. Esta demanda se conoce como la acción sísmica. La intensidad de la acción sísmica normalmente está relacionada con la aceleración máxima del terreno, la duración del evento y el contenido de frecuencias.

Se ha determinado con investigaciones anteriores que la acción sísmica esperada se estima a partir de estudios de eventos sísmicos pasados, tomando en cuenta la aleatoriedad de los sismos y las incertidumbres que existen en los parámetros de los terremotos. En el caso del diseño estructural, para la definición de la acción sísmica se toma en cuenta el período de retorno y el nivel de intensidad del terremoto que se utiliza para el diseño. En el análisis dinámico aplicando el método tiempo historia, las estructuras se ven excitadas por aceleraciones que varían a lo largo del tiempo. Para definir la acción sísmica se emplean acelerogramas que pueden provenir de sismos reales o ser registros artificiales o híbridos (Tavárez & Tomás, 2016).

Teniendo en cuenta que muchas de las estructuras esenciales y/o peligrosas en el país, fueron planificadas y construidas sin considerar los aspectos de seguridad respecto a la actividad sísmica (Bambaren & Alatrística, 2007); resulta conveniente el estudio del comportamiento no-lineal de las estructuras que proporciona información certera sobre el comportamiento dinámico estructural, ayudándonos del análisis sismo-resistente frente a la actividad sísmica, como se demostró en diferentes proyectos de investigación alrededor del mundo; como por ejemplo en el proyecto de investigación “Análisis Estático y Dinámico Incremental de una estructura de hormigón armado en la República Dominicana”, en esta se establece que el análisis dinámico no lineal consiste en someter a la estructura a un análisis de respuesta en el tiempo con respecto a las aceleraciones del terreno producidas por el sismo, representadas por medio de un acelerograma, hasta alcanzar algún estado límite predefinido. En consecuencia, los valores del cortante en la base se grafican respecto a sus desplazamientos, en donde se toma un punto en la parte superior de la estructura, esta curva se conoce como curva Pushover dinámico (Tavárez & Tomás, 2016).

El presente trabajo implica llevar el análisis dinámico no lineal al estudio de la edificación de manera tridimensional, en contraste con los estudios de pórticos planos que se han realizado en las investigaciones anteriores del hospital regional “Vicente Corral Moscoso”, que forman parte del proyecto “Implementación de una Estrategia de Hospitales Seguros Frente a Desastres” para la Universidad del Azuay, acercando al comportamiento real de las edificaciones. Esto plantea una ventaja que es la de poder analizar efectos como los de la torsión inducida por la diferencia de aceleraciones; permitiendo así modelar el comportamiento real de una estructura ante un evento sísmico, sin necesidad de asumir comportamientos que podrían no reflejar la realidad (Jaramillo Rivera & Riveros Pedraza, 2011).

### **Definiciones**

Referirse al anexo 1

## CAPÍTULO I

### 1. LEVANTAMIENTO DE LA INFORMACIÓN Y MODELACIÓN DE CARGAS

#### 1.1 Recopilar información arquitectónica y de ingeniería en base a investigaciones anteriores

##### 1.1.1. Información general

Según lo expuesto en trabajos de investigación previos (Vintimilla Molina & Fajardo Guapisaca, 2016) y (Palomino Puya & Quezada Aguilar, 2017), se ha determinado la siguiente información:

La entidad hospitalaria “Hospital Vicente Corral Moscoso” está situada en la ciudad de Cuenca provincia del Azuay, en la Av. Los Arupos y Av. 12 de abril de la parroquia Huayna-Cápac.

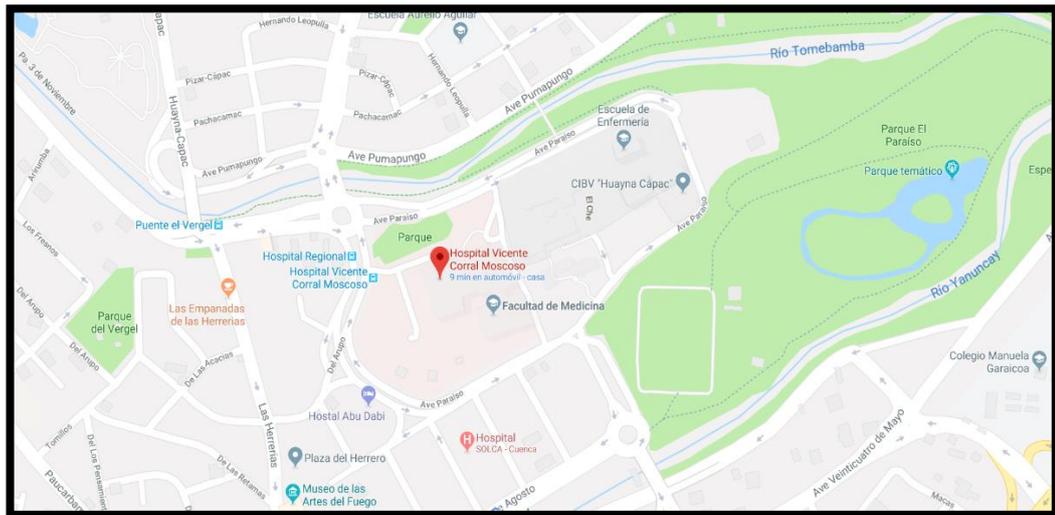


Figura 1.1: Ubicación del Hospital Regional

Fuente: Google maps

Esta unidad hospitalaria está dentro de la coordinación zonal de salud n° 6 y es de tipo general, cuenta con 299 plazas disponibles para la atención de los pacientes; los servicios que ofrece esta entidad de salud son los siguientes: consulta externa, hospitalización, emergencia, centro químico y obstétrico, laboratorio clínico, imagenología, unidad de neonatología, unidad de cuidados intensivos y unidad de diálisis; además se encuentra equipado con salas de rayos X, ecosonógrafo y

tomógrafo. En la presente investigación se trabajará con la información del bloque principal concerniente al servicio de hospitalización y consulta externa.

Esta posee un total de 41.111 metros cuadrados de terreno, conformada por 9.796 metros cuadrados de construcción en planta baja y por 23.212 metros cuadrados de construcción total. La infraestructura física se encuentra dividida en tres bloques principales que son: hospitalización (emergencia – centro de trauma), consulta externa y casa de máquinas; los materiales utilizados en su construcción fueron: hormigón armado para la estructura, paredes de ladrillo, pisos con cerámica y terrazas impermeabilizadas con geomembrana.

De las investigaciones previas cabe recalcar ciertas consideraciones que afectan a la investigación en curso como son:

- La estructura es catalogada como categoría B, en base al índice de vulnerabilidad y tablas de valoración del Índice de Seguridad Hospitalaria (ISH). ANEXO 2.
- Se determinó que la alta vulnerabilidad de la estructura se debe a: ubicación de la edificación, sistema estructural, cimentación, calidad de los materiales, tipo de suelo y elementos de contención. Todo esto es debido a que esta unidad fue construida en los años 60, donde no se contaba a profundidad con aspectos normativos y especificaciones que aseguren criterios de sismo resistencia.
- Los resultados obtenidos de los análisis en 2D, tanto en procedimientos lineales como en no lineales, se determinó que luego de suscitado un sismo con períodos de retorno de 475 y 2500 años (según la NEC), la estructura presentaría una deformación residual, impidiendo a la estructura cumplir con el criterio de funcionalidad continua.
- Se comprobó que la junta con la que cuenta la estructura es insuficiente en comparación a la junta de diseño, debido a que los desplazamientos máximos presentan martilleo entre los bloques adyacentes.
- Finalmente, se evidenció que la estructura no cuenta con irregularidades significativas en planta, es decir, presenta una simetría, evitando excentricidad y momentos de torsión, en cada uno de los bloques que forman la estructura global.

Debido a las consideraciones antes mencionadas, se ha propuesto la investigación **“Análisis dinámico no lineal en 3D del hospital regional “Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay en el estado actual que presenta la estructura.”**, con el propósito de apegar los resultados a la realidad desde el punto de vista de configuración estructural, en este proyecto se trabajará sobre modelos idealizados tridimensionales, en sustitución a los pórticos equivalentes analizados en trabajos de titulación antes mencionados; en la que se escoge el bloque principal debido a la regularidad en planta y en elevación, presentando en su configuración estructural una junta constructiva que interviene en el análisis sísmo resistente; este presenta la mayor altura entre los bloques que conforman la unidad hospitalaria, además de su importancia por la carga de uso al contar con los centros principales de hospitalización, emergencia y traumatología.



*Figura 1.2: Ubicación del Hospital Regional*

*Fuente: Google Earth*

A continuación, se presenta la configuración y geometría del bloque principal, donde se vio la necesidad de dividirlo en dos bloques A y B respectivamente, que definirá el comportamiento de la junta existente entre estos y facilitará la codificación en el software especializado OpenSees:

### 1.1.2. Configuración y geometría del bloque principal

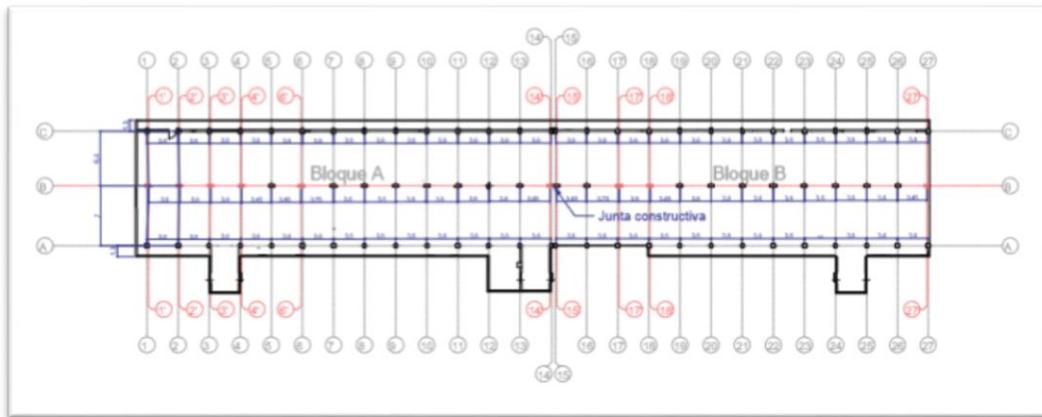


Figura 1.3: Planta del bloque principal completo

Fuente: Autores

Por motivo de facilitar la codificación y modelación del bloque en el software OpenSees a este modelo original se redujo los volados y las escaleras de emergencia, tomando en cuenta que estos elementos no estructurales son despreciables para la modelación, ya que no aportan cargas significativas en el análisis sísmico. Obteniendo así el siguiente modelo, que se utilizará para el análisis dinámico no lineal:

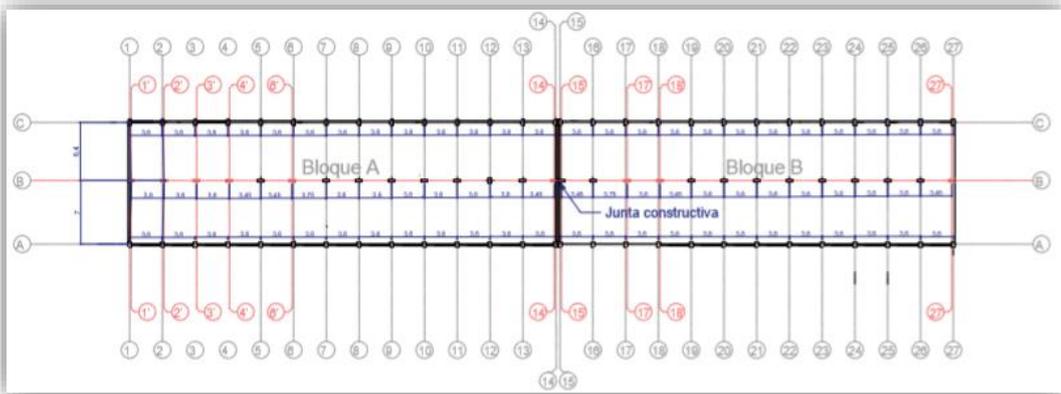


Figura 1.4: Planta del Bloque Principal a ser Analizado

Fuente: Autores

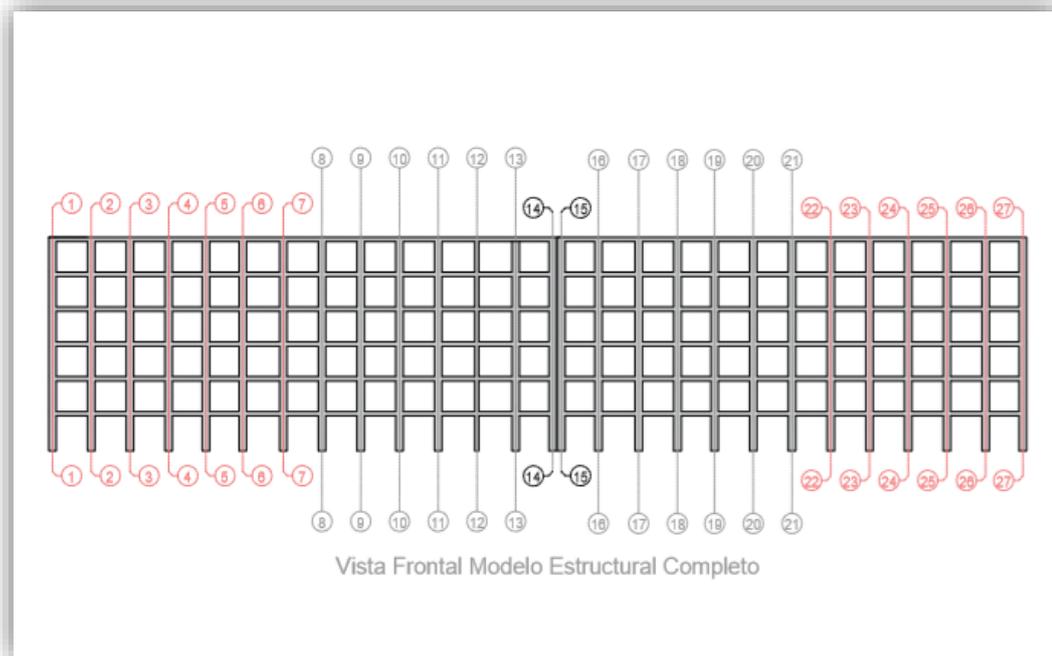


Figura 1.5: Vista frontal del bloque principal a ser analizado  
Fuente: Autores

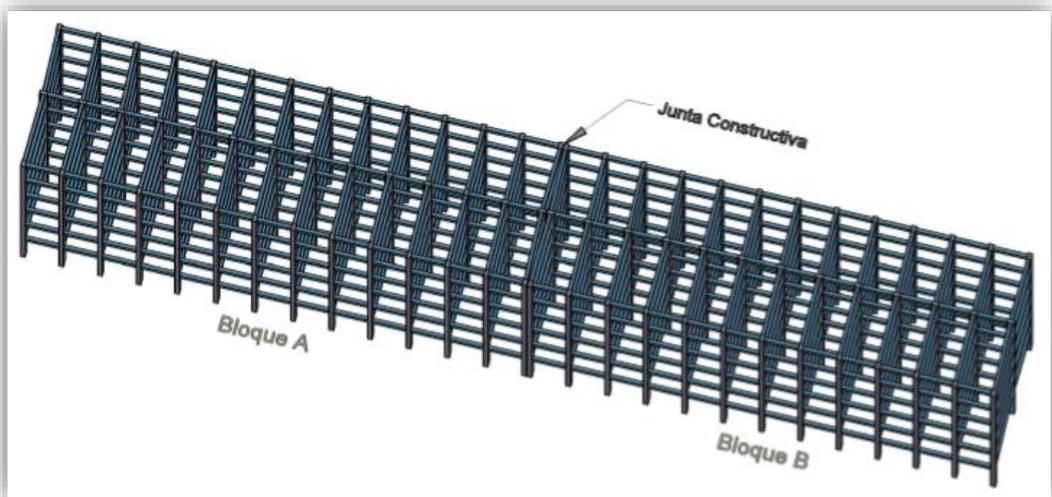


Figura 1.6: Vista 3D del bloque principal a ser analizado  
Fuente: Autores

Debido a que el bloque principal cuenta con una junta constructiva y por facilidad de análisis se lo dividió en dos sub bloques, los mismos que aparte de facilitar el análisis, nos permitirá analizar el comportamiento de la junta en caso de un evento sísmico.

- Bloque A:

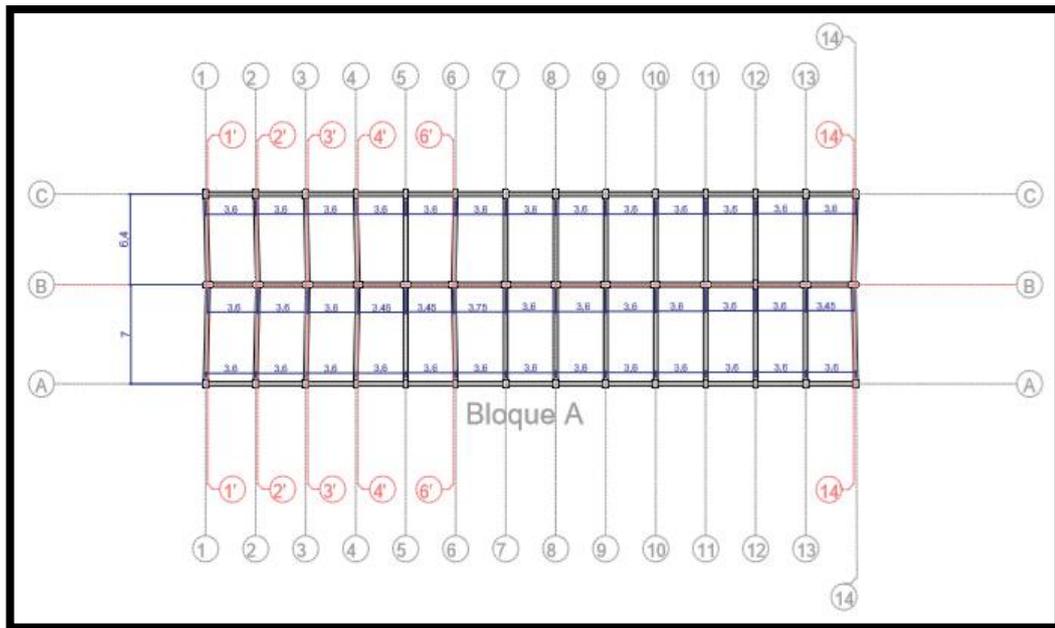


Figura 1.7: Planta del sub bloque A

Fuente: Autores

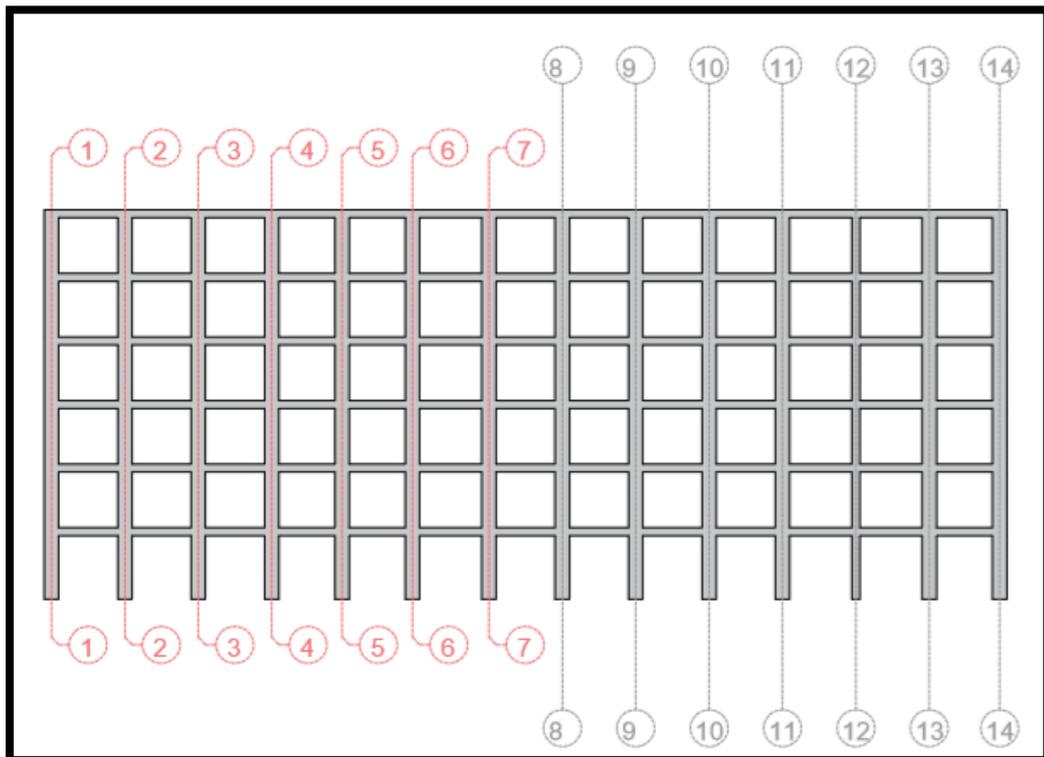


Figura 1.8: Vista frontal del sub bloque A

Fuente: Autores

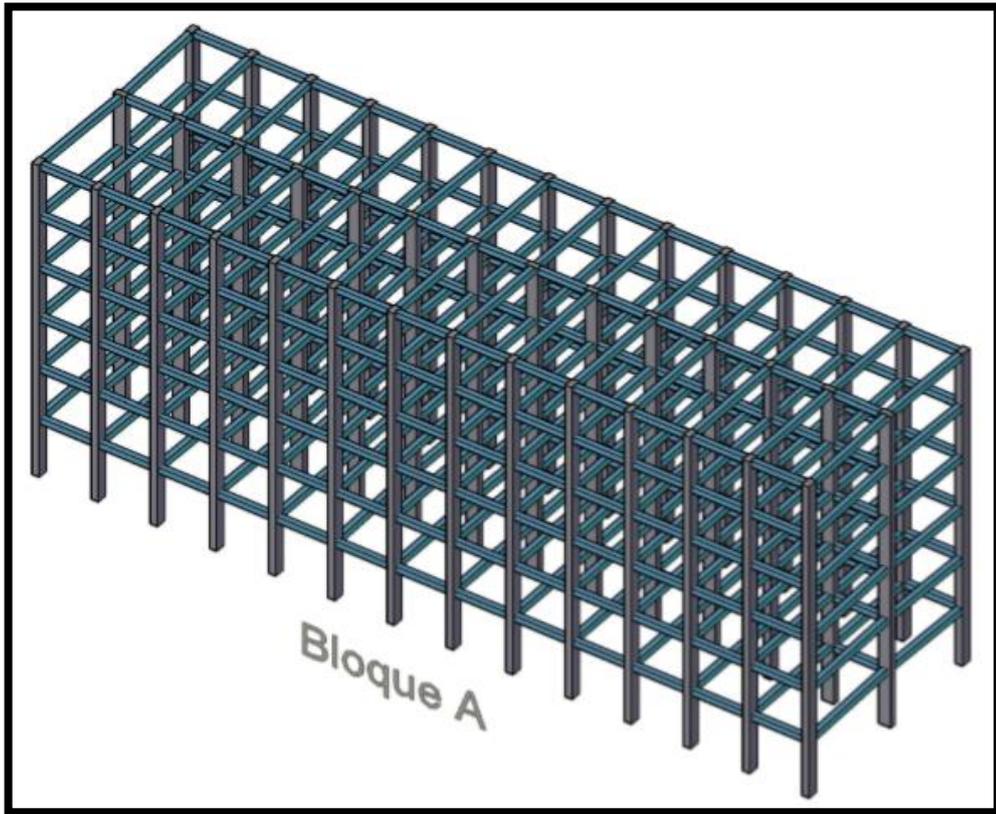


Figura 1.9: Vista en 3D del sub bloque A  
Fuente: Autores

- Bloque B:

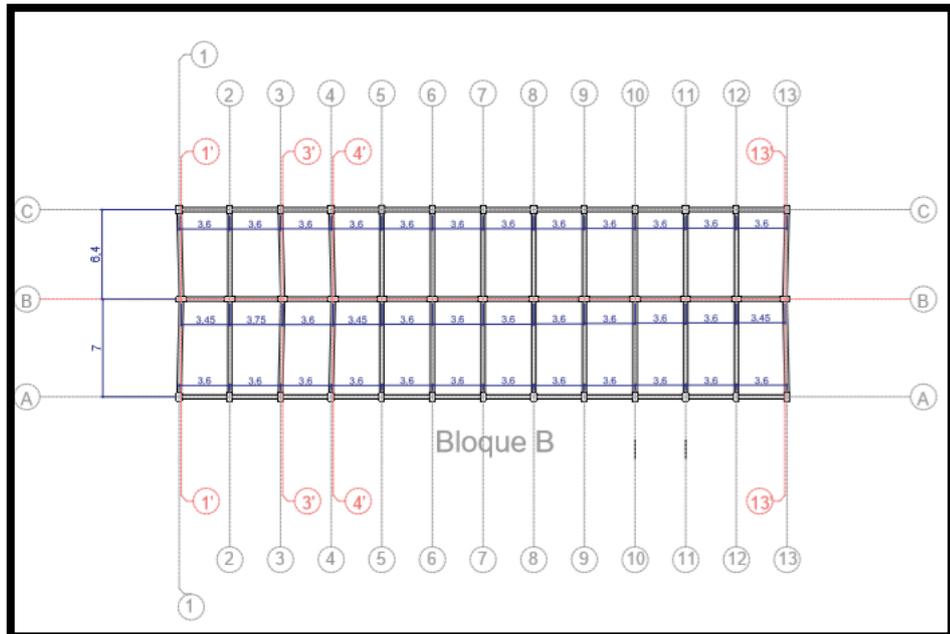


Figura 1.10: Planta del sub bloque B  
Fuente: Autores

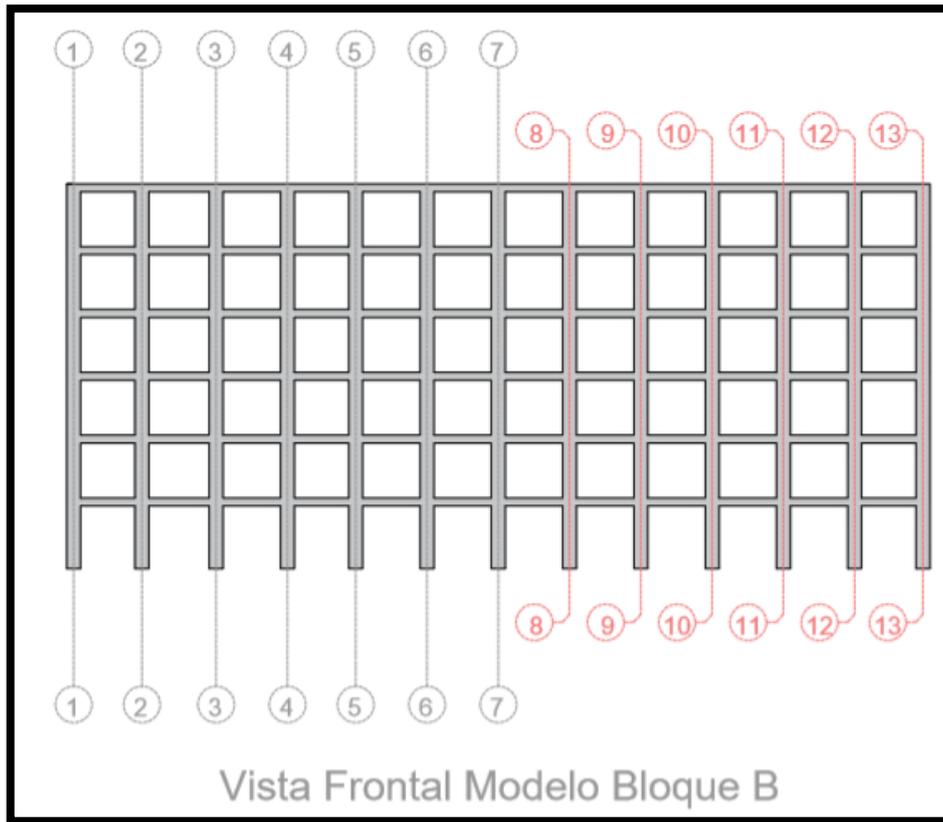


Figura 1.11: Vista frontal del sub bloque B  
Fuente: Autores

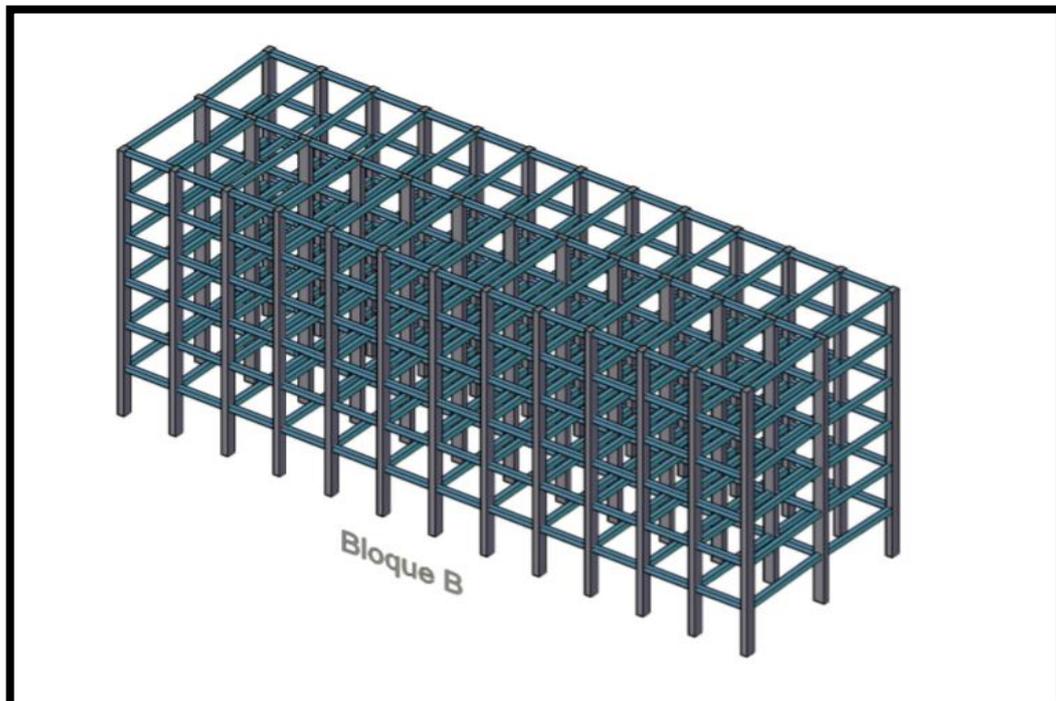


Figura 1.12: Vista en 3D del sub bloque B  
Fuente: Autores

- Junta Constructiva:

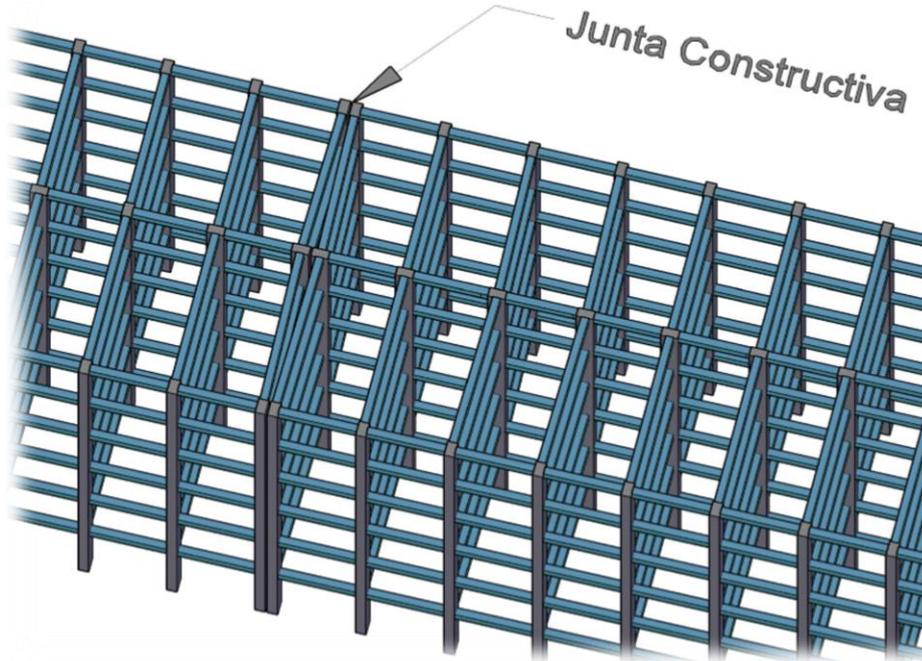


Figura 1.13: Ampliación en la vista 3D de la junta constructiva  
Fuente: Autores

### 1.1.3. Detalles constructivos

El bloque analizado cuenta con dos tipos de columnas, siendo las de los ejes A y C idénticas y las del eje B diferentes, además en el sub bloque A en los ejes B-12 se encuentra una columna rotada; además este modelo tiene un solo tipo de viga, a continuación, se detalla la configuración de estos elementos estructurales y se muestra la unión entre dichos elementos.

Tabla 1.1: Detalle de elementos estructurales

Nomenclatura	Dimensiones		Armadura transversal			
	X cm	Y cm	Superior e Inferior	Intermedias	Estribos	Recubrimiento
Columna II	40	60	6 $\Phi$ 38mm @ 10cm	8 $\Phi$ 38mm @ 15cm	$\Phi$ 14mm @ 12cm	0.4 cm a cada lado
Columna I	35	70	6 $\Phi$ 38mm @ 10cm	6 $\Phi$ 38mm @ 15cm	$\Phi$ 14mm @ 12cm	0.4 cm a cada lado
Viga	35	30	4 $\Phi$ 38mm @ 10cm	6 $\Phi$ 38mm @ 15cm	$\Phi$ 14mm @ 12cm	0.4 cm a cada lado

Fuente: Autores

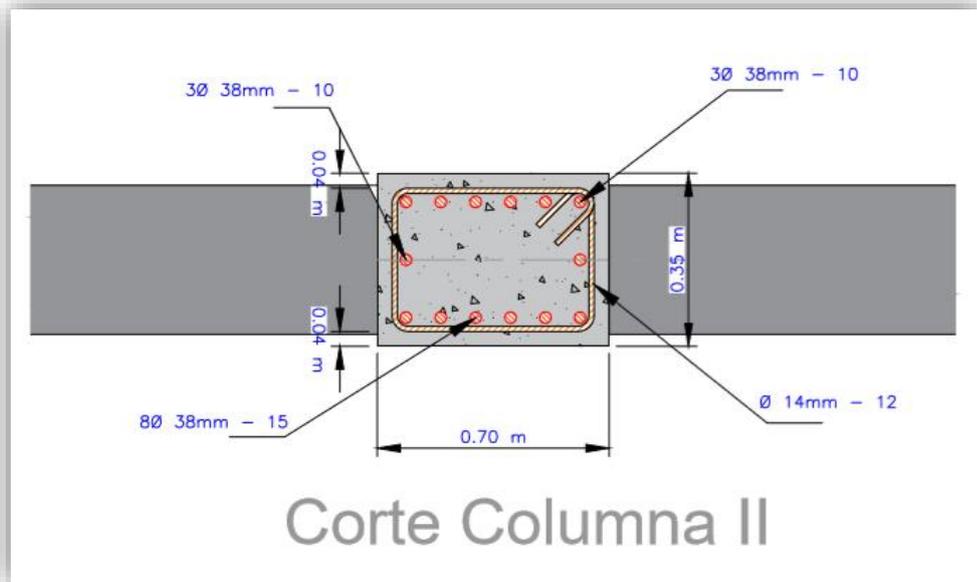


Figura 1.14: Unión columna tipo II- viga  
Fuente: Autores

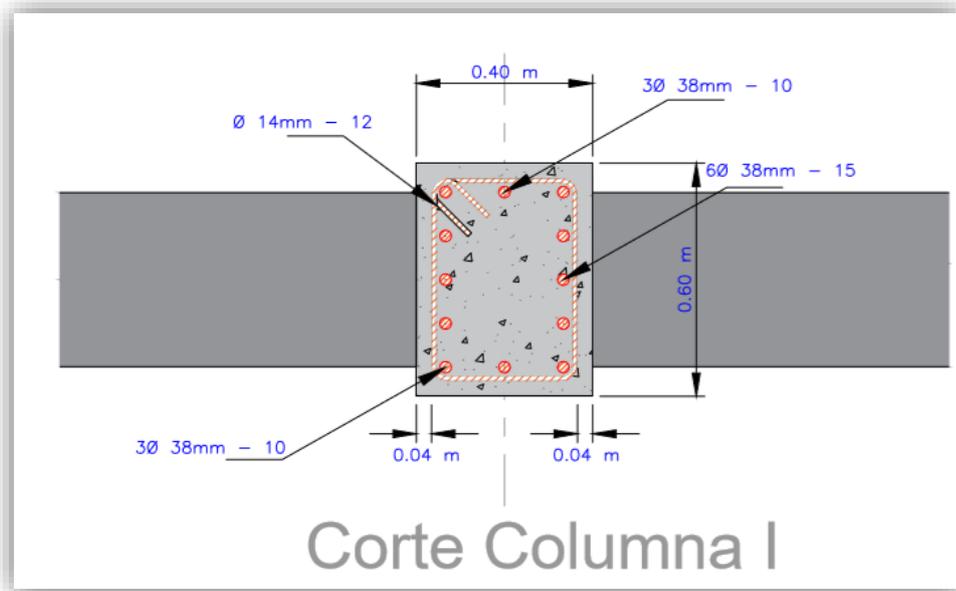


Figura 1.15: Unión columna tipo I- viga  
Fuente: Autores

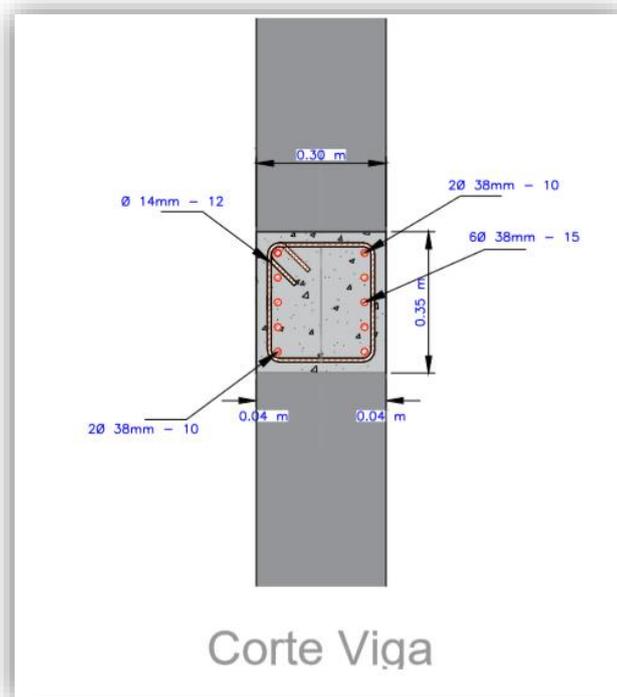


Figura 1.16: Unión viga- columna tipo

Fuente: Autores

Se mostrará una mejor apreciación de la columna rotada que se encuentra en el eje B-12, siendo sus dimensiones de 70 cm en el eje x y 35 cm en el eje y; por lo tanto, se muestra una vista lateral del bloque principal en el eje 12 y otra de cualquier eje.

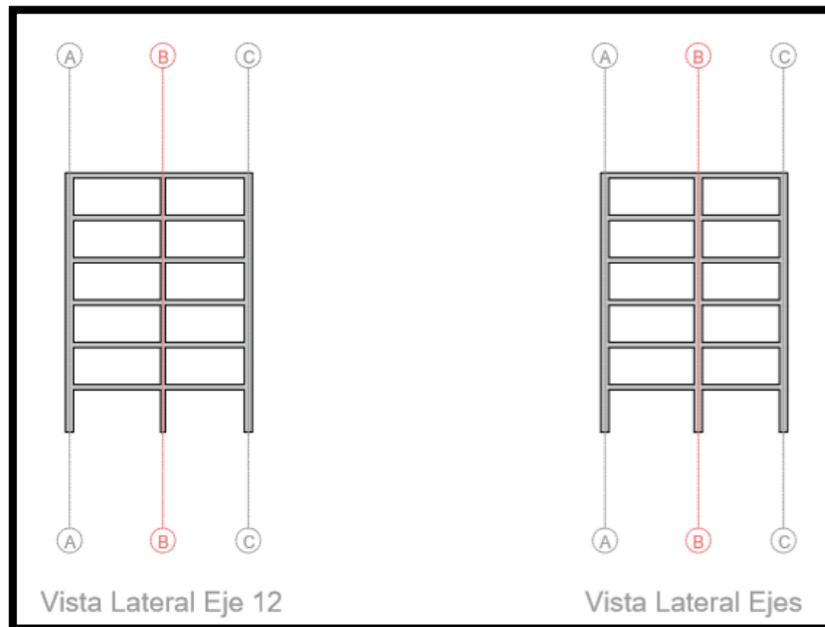
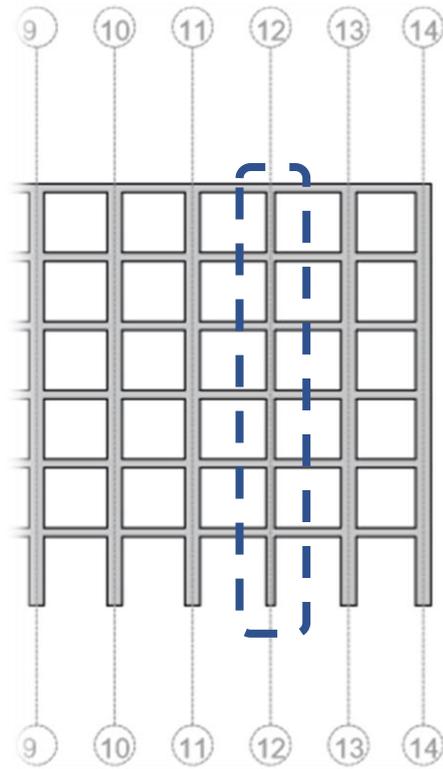


Figura 1.17: Vistas laterales del bloque principal

Fuente: Autores



*Figura 1.18: Vista frontal de columna rotada eje B-12*  
*Fuente: Autores*

Del trabajo de titulación de las ingenieras Karla Vintimilla y Adriana Fajardo, se obtiene la comprobación de las columnas con respecto al cumplimiento de las especificaciones presentadas en la Norma Ecuatoriana de la Contracción y la Normativa ACI-318M-11, presentada en la siguiente tabla comparativa.

Tabla 1.2: Comprobación de columnas según criterios de NEC-SE-2015 y ACI-318M-11

COMPROBACIONES EN COLUMNAS								
DIMENSIÓN (cm)	60x40	35x65	50x70	35X70	65x65	65x40	35x50	40x40
PARÁMETROS	BC84	AR65	BK49	BA71	BR49	BK44	Y20	BK93
Armadura longitudinal	Cumple							
Estribos	Cumple							
Armadura mínima y máxima	Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11)	Cumple							
Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11)	Cumple							
Separación armaduras transversales	Cumple							
Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal	Cumple							
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11)	Cumple							
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11)	Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple
Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11)								
Geometría	Cumple							
Armadura longitudinal	Cumple							
Armadura transversal	No Cumple	No Cumple	Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple
Criterios de diseño por sismo (NEC-2014)								
Elementos en flexo compresión	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple
Cuantía máxima de refuerzo longitudinal	Cumple							
Confinamiento	No Cumple	No Cumple	Cumple	No Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple
Resistencia mínima a flexión	No Cumple	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple
Cortante de diseño para columnas (ACI-318M-11)	Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple
Diseño del refuerzo principal (NEC-2014)	No Cumple	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	No Cumple	No Cumple	No Cumple
Resistencia a cortante de elementos en flexocompresión (NEC-2014)	Cumple	Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Fuente: (Vintimilla Molina & Fajardo Guapisaca, 2016)

## 1.2 Determinación y modelación de cargas

Se recopiló las cargas que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-2015), en el capítulo 1 “Cargas (No Sísmicas)” y capítulo 2 “Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente”, el objeto de estos capítulos en la norma es

establecer valores de cargas para realizar modelos reales de los efectos que puede tener la edificación ante cargas gravitacionales y accidentales.

### 1.2.1 Cargas gravitacionales

Son las que actúan en la estructura por la acción de la gravedad, es decir su sentido es vertical, estas pueden ser vivas o permanentes, un análisis de este tipo de cargas permite seleccionar las cargas que ejercen efecto en la estructura, estas varían de acuerdo al uso, funcionamiento y material de construcción.

#### 1.2.1.1 Cargas vivas de uso

“También llamadas sobrecargas de uso, que se utilizarán en el cálculo, dependen de la ocupación de la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipo y accesorios móviles o temporales y otras” (NEC-SE, 2015).

Para el cálculo de la carga viva “L”, se recolectó información sobre el uso de cada área, establecida en los planos arquitectónicos del hospital.

*Tabla 1.3: Cargas vivas de uso para estructuras esenciales*

Ocupación o uso (Hospitales)	Carga uniforme (Ton/m <sup>2</sup> )
Quirófanos	0.29
Laboratorios	0.29
Pacientes	0.2
Corredores planta baja	0.48
Corredores plantas superiores	0.4
Terrazas	0.48
Bodegas de almacenamiento liviano	0.6
Bodegas de almacenamiento pesado	1.2
Oficinas	0.24
Habitaciones	0.2
Elevadores	0.2
Cubierta	0.2

*Fuente:* (NEC-SE, 2015)

Sin embargo, para facilitar el análisis y la codificación en el software especializado se ha considerado carga viva general de: corredores: 0.4 (Ton/m<sup>2</sup>) y cubiertas: 0.2 (Ton/m<sup>2</sup>); ya que son las de mayor magnitud según el uso de áreas en la lista, sometiendo así a la estructura a las peores condiciones de diseño para el análisis.

### 1.2.1.2 Cargas muertas y permanentes

“Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura” (NEC-SE, 2015).

Para el cálculo de la carga muerta “D” de la estructura han sido consideradas las siguientes cargas:

*Tabla 1.4: Cargas muertas o permanentes para estructuras esenciales*

<b>Material</b>	<b>Peso unitario Tn /m<sup>2</sup></b>
Baldosa de cerámica con mortero de cemento	0.05
Losa	0.35
Paredes	0.017654
<b>Total</b>	<b>0.417654</b>

*Fuente:* (Palomino Puya & Quezada Aguilar, 2017)

### 1.2.2 Cargas accidentales

Son aquellas que se pueden dar en cualquier momento, causando fuerzas y esfuerzos a la estructura, como es el caso de las cargas sísmicas, que es el efecto más importante a ser tomado en cuenta para la modelación del bloque principal del hospital.

#### 1.2.2.1 Cargas sísmicas

Toda edificación se ve afectada por cargas horizontales o cargas sísmicas, las cuales serán evaluadas con el propósito de simular los efectos sobre la estructura.

En el análisis se considera la zona sísmica del Ecuador, las características del suelo, importancia de la estructura, tipo de sistema y de uso.

Para simular la presencia de un sismo se utiliza un espectro de respuesta, el mismo está en relación a la zona en la que está ubicada la edificación y para el caso de este análisis se lo desarrollará en el siguiente capítulo con respecto al espectro y escalamiento de sismos.

### Zonificación sísmica y factor de zona Z

“Representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad” (NEC-SE, 2015). El valor del factor Z dependerá del sitio en donde se construirá la estructura y será determinada por una de las seis zonas sísmicas en la que se encuentra dividido el Ecuador.

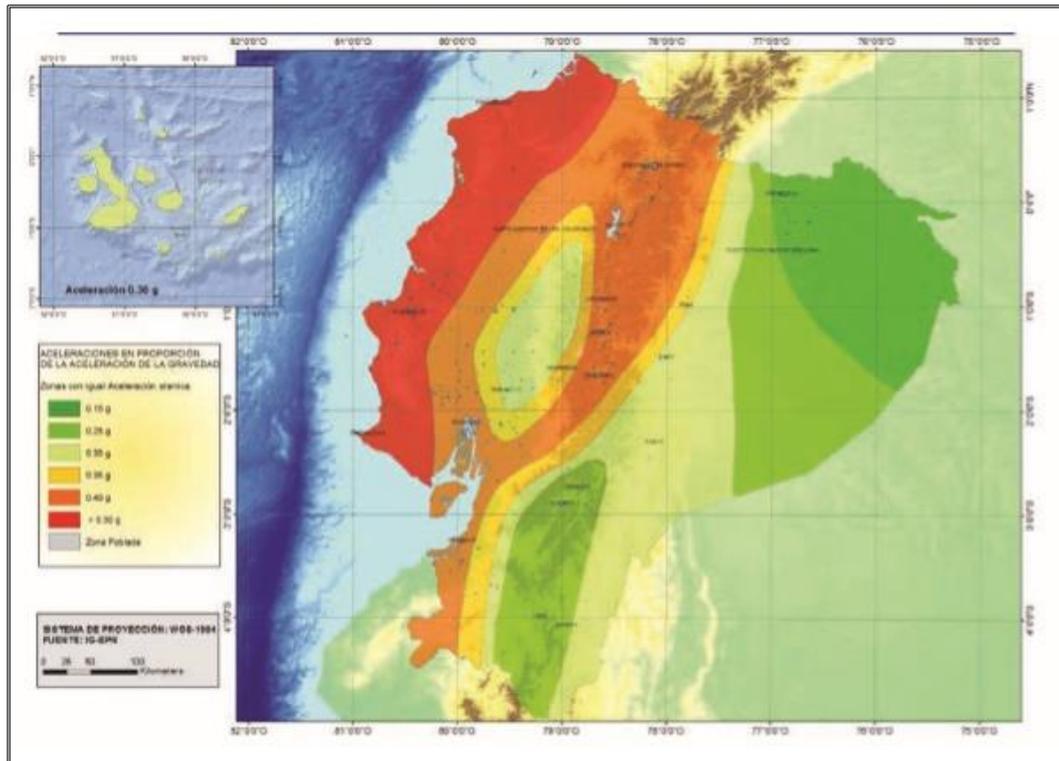


Figura 1.19: Mapa de zonificación sísmica del Ecuador

Fuente: (NEC-SE, 2015)

Este mapa proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años para un período de retorno de 475 años, que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca del litoral ecuatoriano.

Tabla 1.5: Valores del factor Z en función de las zonas

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Características del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC –SE-2015, Capítulo 2)

### Curvas de peligro sísmico:

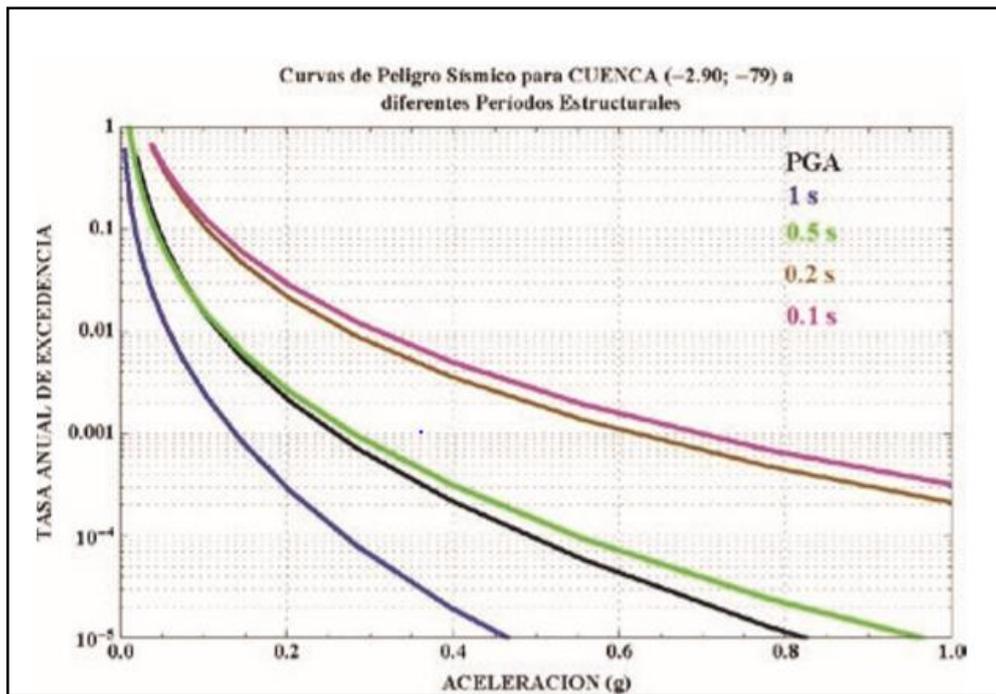


Figura 1.20: Curvas de peligro sísmico, Cuenca  
Fuente: (NEC-SE, 2015)

“Para el diseño de estructuras de ocupación esenciales y otras diferentes edificaciones, es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño” (NEC-SE, 2015). Para la presente investigación se utilizará la curva de peligrosidad de la ciudad de Cuenca provincia del Azuay, que es donde se encuentra la estructura; para hallar el valor de  $z$ , podemos asumir el valor predeterminado en la NEC de  $z= 0.25g$  para Cuenca o la determinamos partiendo de la probabilidad anual de excedencia, la cual para estructuras esenciales de acuerdo a la NEC-SE-2015 determina:

- Limitación de daño (nivel de seguridad de vida): ante un terremoto de 475 años de período de retorno, una probabilidad de 0.00211.
- No colapso (Nivel de prevención de colapso): ante un terremoto de 2500 años de período de retorno, una probabilidad de 0.0004.

Entonces en la gráfica de la curva de peligro sísmico se debe trazar una horizontal desde el valor de la tasa anual de excedencia, siendo este el inverso del período de retorno, hasta la curva de color negro PGA (Aceleración sísmica del terreno), y de esta manera la abscisa de dicha intersección sería nuestro valor de  $z$ .

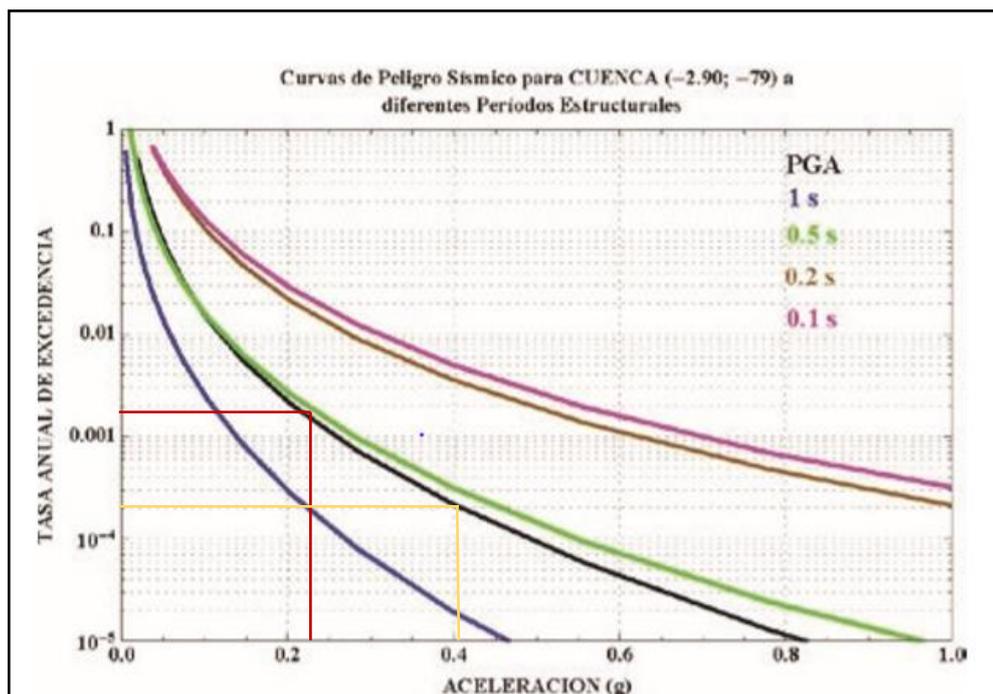


Figura 1. 21: Determinación factores  $z$

Fuente: (NEC-SE, 2015)

Así podemos obtener los valores de aceleración sísmica para los períodos de retorno de 475 y 2500 años.

Tabla 1.6: Factores  $z$ .

Período de retorno	Valor Factor de $z$
475 años	0.25
2500 años	0.41

Fuente: Autores

### Tipo de suelo del sitio de emplazamiento

En la NEC se definen seis tipos de perfil de suelo de acuerdo a parámetros de clasificación dependiendo principalmente de los estratos; según investigaciones previas al suelo en el cual se encuentra emplazado el hospital se lo clasifica como de tipo C (Vintimilla Molina & Fajardo Guapisaca, 2016).

Tabla 1.7: Características del suelo del sitio de emplazamiento.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760\text{m/s} > V_s \geq 360\text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100\text{KPa}$ .

Fuente: (NEC-SE, 2015)

### Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Tabla 1.8: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones Esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria, Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5

Fuente: (NEC-SE, 2015)

En la NEC se establece un factor I dependiendo de la importancia de la edificación según la categorización, el propósito de dicho factor es incrementar la demanda sísmica de diseño ya que la estructura debe permanecer operativa o sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC-SE, 2015); ya que la edificación se categoriza como esencial el coeficiente I a ser utilizado será de 1.5.

### **Diseño sismo resistente**

Este diseño se aplica con la finalidad de comprobar el nivel de seguridad de vida, dicha comprobación se la realiza para el sismo de diseño, evento sísmico que tienen una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años (NEC-SE, 2015).

- Para las estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es prevenir los daños en elementos estructurales y no estructurales, daños graves y evitar el colapso ya sea en terremotos pequeños, moderados o severos respectivamente; teniendo la obligación dicho diseño de resistir los desplazamientos generados por las fuerzas del sismo de diseño, presentar derivas inferiores a las admisibles, y tener la capacidad de disipar energía de deformación inelástica, redundancia, sobre resistencia estructural inherente y ductilidad de la estructura, usando técnicas de diseño por capacidad o mediante la implementación de dispositivos de control sísmico.
- En el caso de las estructuras de ocupación especial y esencial además de la verificación de los requisitos aplicables a las estructuras de uso normal, se deberá limitar los daños estructurales elevando el nivel de protección, ya que estas estructuras deben mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño, entonces se aplicarán verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de terremoto (NEC-SE, 2015).

Tabla 1.9: Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de Sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0004

Fuente: (NEC-SE, 2015)

Además, para que las estructuras funcionen correctamente en el rango inelástico se debe verificar:

Tabla 1.10: Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial.

Nivel de desempeño Estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Sí	0.00211
Colapso	Sí	Sí	0.0004

Fuente: (NEC-SE, 2015)

- La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño
  - ❖ El nivel de desempeño sísmico.
  - ❖ El tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse.
  - ❖ Los métodos de análisis a ser empleados:
    - Método de diseño basado en fuerzas (DBF).
    - Método de diseño basado en desplazamientos (DBD).

## CAPÍTULO II

### 2. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

#### 2.1 Generación y modelación dinámica estructural 3D del bloque principal del Hospital “Vicente Corral Moscoso” en software especializado OpenSees

En cuanto al procedimiento modelación de la estructura del bloque principal del Hospital Vicente Corral Moscoso se realizará a través de Software OpenSees, definido como sistema abierto para simulación de ingeniería sísmica. Este software permite a los usuarios crear aplicaciones informáticas de elementos finitos, ya sea en serie o en paralelo, para simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnicos sometidos a terremotos; proporciona capacidades avanzadas para modelar y analizar la respuesta no lineal de conjuntos de elementos, utilizando una amplia gama de modelos de materiales uniaxiales, secciones de viga-columna, algoritmos de solución de ecuaciones y métodos para manejar restricciones. Todo esto sin contar con su principal característica de ser un código libre gratuito, es lo que lo lleva a ser utilizado por universidades en diferentes partes del mundo.

Este programa de código abierto originalmente no cuenta con una interfaz gráfica, debido a esto es necesario que se apoye fuertemente a un editor de texto con lenguaje “. *txt*” y en ocupar pre y postprocesadores externos que faciliten la interpretación de resultados. En comparación con otros softwares, OpenSees resulta complejo en cuanto generación de datos de entrada y al no contar con soporte técnico puede resultar frustrante en comparación a sus competidores comerciales.

Para poder iniciar con la modelación hay que tener en cuenta que OpenSees, obliga al programador a conocer cómo se realiza un análisis estructural, sabiendo escoger los parámetros y los factores sísmicos que rigen al sistema. Con esto en mente se procedió con la programación de varios scripts en los que se detalla los distintos pasos que se vinculan para obtener la modelación y simulación; dentro de cada script se cuenta con comandos de modelado, análisis, salida (monitoreo) y guardado de datos.

### 2.1.1 Modelación OpenSees

Este software de código abierto utiliza un método basado en elementos finitos para acercar la simulación de la respuesta sísmica de una estructura a su realidad en caso de ocurrencia de un evento sísmico. Debido a esto el primer paso para comenzar con la modelación del sistema es definir el modelo en el que se trabajará (2D o 3D) y la geometría de esta estructura, al subdividirla en elementos y los nodos que unen estos elementos. Continuando con la aplicación de las cargas definidas según la norma que fueron definidas en el capítulo I y las restricciones nodales (Flores & Charney, 2009).

OpenSees al no tener un lenguaje de interfaz gráfica es necesario el uso del lenguaje de interpretación TCL "*Tool Command Language*", es un lenguaje de comandos basado en cadenas con relativamente poca sintaxis, permite el soporte de comandos introducidos en diferentes scripts (archivos de ordenes o almacenamiento de texto plano), para al final ser analizadas e interpretados por el matriz de control de OpenSees (UC Berkeley, 2018).

### 2.1.2 Creación y programación del modelo

- Construir el modelo
  - ✓ Definir variables y parámetros
  - ✓ Construir modelo y definir nudos
  - ✓ Definición de materiales
- Definición archivos de salida
  - ✓ Definir la generación de archivos de salida
  - ✓ Definir la impresión de datos durante el análisis
- Cargas gravitatorias
  - ✓ Definir cargas gravitatorias
  - ✓ Realizar análisis de cargas gravitatorias
- Análisis estático
  - ✓ Definir análisis estático pushover
  - ✓ Realizar análisis estático pushover
- Análisis dinámico

- ✓ Definir análisis considerando acción sísmica
- ✓ Realizar análisis considerando acción sísmica

Para cada una de las etapas que se explicarán a continuación es necesario conocer los comandos que se utilizarán, para esto se dará la descripción de cada comando y los parámetros que lo hacen funcionar correctamente.

#### **2.1.2.1 Definición del modelo**

Al ser la presente investigación la continuación de trabajos anteriores, se ha determinado trabajar a la estructura, en este caso el Hospital Vicente Corral Moscoso, como un modelo en 3D del bloque principal, con algunas variaciones en su geometría que fueron definidas en el capítulo I, que facilitan tanto la programación como la simulación en el software de OpenSees.

#### **2.1.2.2 Definición de la geometría**

Al momento de definir la geometría del sistema es necesario conocer la distribución de los elementos que lo conforman y los nodos que se crean en las uniones de cada elemento. Esto se logra con el uso de varios comandos que se muestran en el anexo 3, hay que tener en cuenta que la identificación (etiqueta) de cada elemento y nodo es muy importante para tener un orden y control en la programación; en esta etapa también se configura los elementos tanto en su sección y distribución interna, culminando así con la parte geométrica del sistema que conforma la estructura.

#### **2.1.2.3 Definición de propiedades y características de los materiales**

El software de OpenSees al contar con comando especializados para modelos de materiales uniaxiales, es necesario conocer las especificaciones que tiene cada material, con el fin de conocer si son aplicables en el presente trabajo de investigación, donde según los datos del capítulo I muestran una estructura de hormigón con aceros de refuerzo transversales y longitudinales. Los comandos que se utilizaron es esta etapa fueron:

**Concreto armado (no confinado):** se le da este nombre al concreto simple + acero de refuerzo; básicamente cuando tenemos un elemento estructural que trabajará a compresión y a tracción (tensión). Ningún esfuerzo de tensión será soportado por el concreto, es por ello que se debe incluir un área de acero que nos asuma esta

solicitud, dicho valor se traducirá en el número de varillas y su diámetro, así como su disposición (Castillo & Betauncourt, 2014).

**Concreto confinado:** al encontrarse la estructura en una zona sísmica, se presentan regiones críticas en las caras de los elementos, esto se refiere al confinamiento del concreto proporcionado por el refuerzo transversal rodeando el núcleo de la sección. Este proceso comienza cuando los niveles de esfuerzo de compresión en el concreto llegan a su resistencia máxima, así las deformaciones transversales se incrementan debido al agrietamiento interno progresivo del elemento, debido a esto el concreto se apoya contra el refuerzo transversal produciendo el confinamiento sobre el concreto. (Brown & McCormac, 2015)

Algunas de las consideraciones que se tuvieron en cuenta para la programación son las características del concreto armado de la estructura que se ven resumidos en la siguiente tabla.

*Tabla 2.1: Especificaciones concreto armado*

<b>Concreto armado</b>		
<b>Descripción</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Valor / unidad</b>
Resistencia a la compresión	$f_c$	210 kgf/cm <sup>2</sup>
Relación (coeficiente) de Poisson	Nu	0.2
Módulo de elasticidad	$E_c$	2x10 <sup>6</sup> tonf/m <sup>2</sup>

*Fuente: Autores*

**Acero de refuerzo:** se refiere al acero que se coloca para absorber y resistir los esfuerzos provocados por cargas y cambios volumétricos por temperatura, tiene gran resistencia a la tracción y queda dentro de la masa de concreto (Castillo & Betauncourt, 2014).

*Tabla 2.2: Especificaciones acero de refuerzo longitudinal*

<b>Acero de refuerzo</b>		
<b>Descripción</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Valor / Unidad</b>
Módulo de elasticidad	$E_s$	2100 tonf/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la fluencia acero longitudinal	$F_y$	4.2 tonf/m <sup>2</sup>

*Fuente: Autores*

Todo el procedimiento para determinar los parámetros y definir las variables, estuvo en función de las bases de diseño especificadas por la NEC.

### 2.1.3 Estructuración de archivos de salida (Recorders)

Estos comandos permiten monitorear los parámetros que fueron definidos por el usuario de OpenSees en el modelo durante la ejecución del análisis, estos “recorders” definen la información que se desea obtener al finalizar la simulación del modelo. A su vez se generan archivos de salida en formatos de texto (out, txt, etc.), que pueden ser exportados a otras plataformas para ser editado y generar los gráficos que ayudan a la interpretación de los resultados (Chacón Sierra, 2009); todos los comandos que pertenecen a los recorders se explican en el Anexo 3.

### 2.1.4 Analizar y definir cargas

#### 2.1.4.1 Cargas gravitatorias

Para la determinación de estas cargas se considera que los efectos de estas son solo aditivos, las cuales se obtiene a través de que la carga total es igual a la suma de carga viva más muerta, tomando en cuenta que la carga viva efectiva es igual al 25% de la carga viva de diseño; sin embargo cuando los efectos de ambas cargas se contrarrestan, la carga de gravedad será igual al 90% de la carga muerta (FEMA 440, 2005), por lo tanto para este análisis se utilizará la siguiente ecuación tomada de la FEMA:

$$C_t = D + 0.25 * L \quad (\text{Ecu. 1})$$

*C<sub>t</sub>*: Carga total

*D*: Carga muerta de diseño

*L*: Carga viva de diseño

Las cargas se aplicaron como puntuales en las columnas del edificio, para lo cual se realizó el siguiente cálculo:

Tabla 2.3: Tabla de cálculo de cargas

Tipo de Carga	Longitud eje x	Profundidad eje z	Área (m <sup>2</sup> )	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Total (Ton)
Esquinera	m	m	A=(L*P)	D= A*0.0676	L=A*0.4	Py=1*D+0.25*L

Fuente: Autores

En dependencia del tipo de columna ya sea esquinera, central, o de contorno, por el área que se tributa a cada columna, se determinó las siguientes cargas, tomando en cuenta que la carga viva de la primera a la quinta planta es la misma de 0.4 Ton/m<sup>2</sup> y en la sexta planta se usó la carga de cubierta de 0.2 Ton/m<sup>2</sup>, las mismas que fueron tomadas de la tabla 4 del capítulo 1 de la presente investigación:

- Sub Bloque A

Tabla 2.4: Tabla de cargas de la primera planta hasta la sexta planta del

Cargas de la Pl.1 - Pl.5		Cargas de la Pl.6	
Nomenclatura	Valor (Tn)	Nomenclatura	Valor (Tn)
Py1	3.280	Py8	0.539
Py2	6.524	Py9	1.071
Py3	6.387	Py10	2.051
Py4	12.302	Py11	2.072
Py5	2.982	Py12	0.490
Py6	5.932	Py13	0.932
Py7	1.156	Py14	0.969

Fuente: Autores

- Sub Bloque B

Tabla 2.5: Tabla de cargas de la primera planta hasta la sexta planta del bloque B

Cargas de la Pl.1 - Pl.5		Cargas de la Pl.6	
Nomenclatura	Valor (Tn)	Nomenclatura	Valor (Tn)
Py1	1.056	Py13	0.630
Py2	2.112	Py14	1.260
Py3	2.022	Py15	1.206
Py4	4.044	Py16	2.412
Py5	4.128	Py17	2.462
Py6	3.960	Py18	2.362
Py7	1.938	Py19	1.156
Py8	1.891	Py20	1.128
Py9	1.931	Py21	1.152
Py10	1.951	Py22	1.164
Py11	1.911	Py23	1.140
Py12	0.966	Py24	0.576

Fuente: Autores

## 2.1.4.2 Cargas sísmicas

### 2.1.4.2.1 Espectro de diseño

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, el espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , obedece a una fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño con respecto al amortiguamiento respecto al crítico de 5%, para representar efectos dinámicos del sismo, basado en condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo del suelo asociados con el sitio de emplazamiento de la estructura (NEC-SE, 2015).

Tabla 2.6: Tabla de coeficientes de perfil de suelo para el espectro de diseño.

Factores	Definiciones
<b>Fa</b>	Es el coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta efectos de sitio en período corto.
<b>Fd</b>	Este coeficiente amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, contando con los efectos de sitio.
<b>Fs</b>	Es el coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y frecuencia de la excitación sísmica y desplazamientos relativos del suelo, para espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Fuente: (NEC-SE, 2015)

Tabla 2.7: Tipo de suelo y factores de sitio  $F_a$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.5	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Referirse tabla 2 sección 10.5.4					

Fuente: (NEC-SE, 2015)

Tabla 2.8: Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Referirse tabla 2 sección 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE, 2015)

Tabla 2.9: Tipo de suelo y factores de sitio Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Referirse tabla 2 sección 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE, 2015)

### Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

- **Período y frecuencia:** cuando una estructura se somete a una carga de sismo se desplaza desde su punto de equilibrio, de un lado a otro, hasta alcanzar su posición inicial, debido a una fuerza de restitución elástica o gravitacional (Vintimilla Molina & Fajardo Guapisaca, 2016).

**Período:** es el intervalo de tiempo en que la estructura completa un ciclo.

**Frecuencia:** es el número de ciclos que se permiten por unidad de tiempo.

- **Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones**

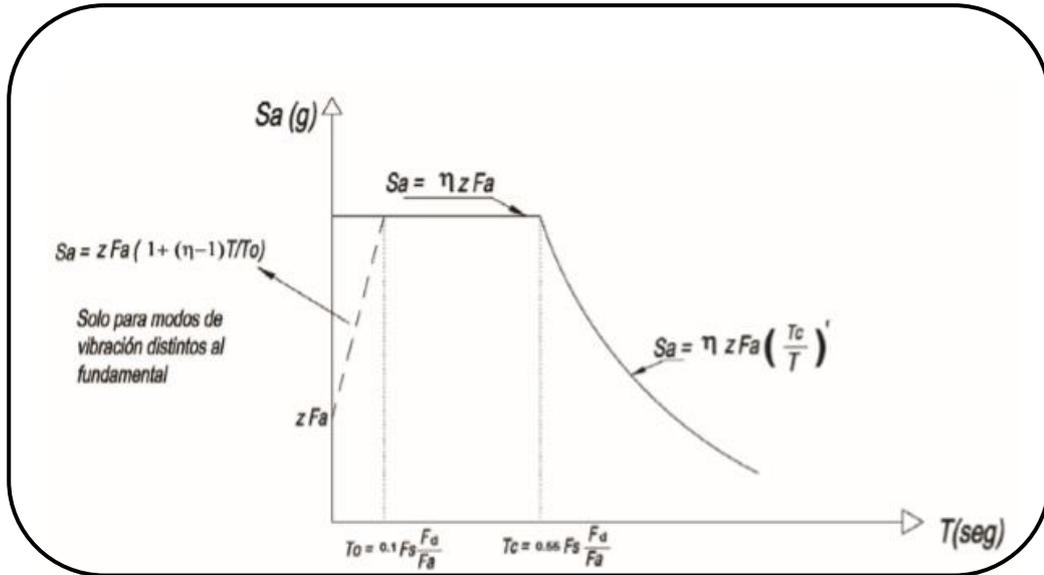


Figura 2. 1: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que presenta el sismo de diseño. Fuente: (NEC-SE, 2015)

Tabla 2.10: Parámetros para el cálculo del espectro de diseño.

Factor	Descripción
$\eta$	Razón entre la aceleración espectral $S_a (T=0.1s)$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.
$S_a$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones, que depende del período o modo de vibración de la estructura.
$T$	Período fundamental de vibración de la estructura.
$T_0$	Período límite de vibración inicial en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
$T_c$	Período límite de vibración final en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
$Z$	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada en fracción de la gravedad $g$ .
$R$	Factor usado en el espectro, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r=1$ para todos los suelos, excepto tipo E donde $r=1.5$ .
$R$	Factor de reducción de resistencia sísmica. $R=8$ Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. $R=1$ Para realizar análisis inelástico, no se reduce la resistencia sísmica.

Fuente: (NEC-SE, 2015)

### 2.1.4.2.1.1 Espectro elástico para un período de retorno de 2500 años:

- Espectro elástico para el sub bloque A y B:

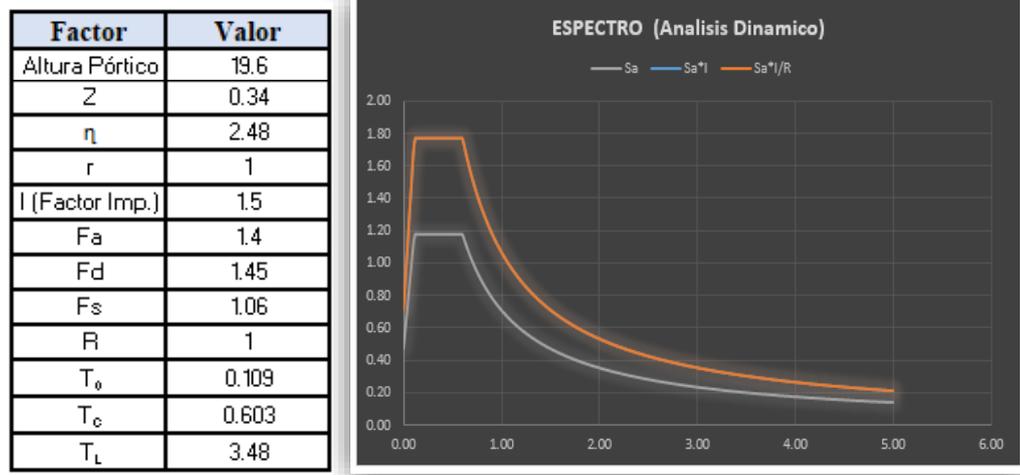


Figura 2.2: Espectro de diseño período de retorno 2500 años – inelástico.

Fuente: Autores

### 2.1.5 Análisis modal

Se refiere al análisis mecánico de una estructura, al determinar las frecuencias naturales, el amortiguamiento y modos de vibrar de un objeto o estructura durante la vibración libre. En el diseño es necesario identificar estas frecuencias y conocer cómo afectan a la respuesta de la estructura cuando una fuerza actúa sobre este sistema. El conocimiento del amortiguamiento modal es muy útil para predecir la vida útil con respecto a la fatiga, y así reducir la respuesta en resonancia, esta respuesta será una superposición lineal de todos los modos de vibración excitados. El espectro de frecuencia de la respuesta de un sistema mecánico presenta tantos picos como grados de libertad posea la estructura, cada pico puede ser representado por un modelo físico de un grado de libertad (Ceballos, 2004).

Una vez definido tanto el modelo y geometría de la estructura, las propiedades y características de los elementos que forman el sistema, se procede a determinar el período de vibración de la estructura, al realizar la programación en el software de OpenSees utilizando los comandos presentados en el Anexo 3; hay que tener en cuenta que en base a esta programación se trabaja los siguientes análisis lineal y no lineal.

### 2.1.5.1 Análisis lineal

En el caso de esta investigación se realizará el análisis dinámico lineal para obtener los resultados del desplazamiento con respecto al tiempo, para esto es necesario definir la geometría, cargas y recorders, estos proporcionarán la información a ser procesada en otras plataformas (Excel) que facilitan la interpretación de los resultados gracias a su interfaz gráfica. Aquí es necesario crear una serie de scripts que confirman todos los parámetros que rigen a la estructura; estos son script de ModelGeometry para definición de geometría, script de SectionAndMaterial para definición de materiales, script de RunModal3D para ordenar todos los scripts y mandarlos a procesar en OpenSees.

En esta etapa del análisis, al estar ubicada la estructura en una zona sísmica la norma que rige al país establece que las secciones de cada elemento estructural, ya sean vigas o columnas, deben ser afectadas por factores de agrietamiento de 0,5 y 0,8 respectivamente, para poder realizar el análisis dinámico lineal (NEC-SE, 2015).

Ya que este trabajo de investigación se enfoca en el análisis dinámico no lineal del Hospital Vicente Corral Moscoso, en este subcapítulo tan solo se realizó la modelación y simulación de la estructura para poder confirmar que la programación se acerca a la realidad, para esto se compara los resultados obtenidos del software OpenSees con un software comercial especializado para estructuras. A continuación, se muestra una tabla comparativa con los resultados de los períodos fundamentales obtenidos en ambas plataformas, teniendo en cuenta que el bloque principal de la estructura se dividió en dos sub bloques, A y B respectivamente:

*Tabla 2.11: Comparación de resultados de períodos fundamentales bloque A*

Períodos bloque A		
Modos	OpenSees	Otro software
Modo 1	1.305	1.3
Modo 2	1.144	1.139
Modo 3	0.934	0.939
Modo 4	0.371	0.371

*Fuente: Autores*

Tabla 2.12: Comparación de resultados de períodos fundamentales bloque B

Períodos bloque B		
Modos	OpenSees	Otro software
Modo 1	1.308	1.296
Modo 2	1.130	1.134
Modo 3	0.930	0.934
Modo 4	0.372	0.371

*Fuente: Autores*

Para obtener los resultados en otro software es necesario introducir algunos parámetros en esta plataforma como dibujar el modelo de la estructura (bloque A y B), especificar los materiales a utilizar (concreto armado y acero de refuerzo) y colocar las cargas que afectan a la estructura respectivamente; en estos softwares es mucho más sencillo el ingreso de los datos y por su interfaz se aprecian los resultados más rápido, esto presentan una ventaja considerable respecto al OpenSees. Como se puede observar los resultados obtenidos en los dos softwares son muy parecidos, gracias a esto se puede decir que la programación de OpenSees es correcta y se asimila a la realidad, dando paso a la siguiente parte del análisis no lineal.

#### 2.1.5.2 Análisis no lineal

Se realizó la modificación de los scripts que se utilizaron en la etapa anterior, aumentándose líneas de programación para introducir los nodos y comandos de análisis no lineal.

En el caso de esta investigación fue utilizado para obtener los períodos fundamentales, mediante la aplicación de fibras desarrolladas en el software de código abierto OpenSees; a continuación, se muestran los resultados de los períodos.

Tabla 2.13: Comparación de resultados de períodos fundamentales bloque A

Períodos bloque A	
Modos	OpenSees
Modo 1	1.2732
Modo 2	0.8947
Modo 3	0.4421
Modo 4	0.3628

Fuente: Autores

Tabla 2.14: Comparación de resultados de períodos fundamentales bloque B

Períodos bloque B	
Modos	OpenSees
Modo 1	1.2769
Modo 2	0.8893
Modo 3	0.4195
Modo 4	0.3644

Fuente: Autores

### 2.1.5.2.1 Fibras

Consiste en modelar las secciones tanto de vigas como de columnas y tomar en cuenta las resistencias de los hormigones ( $f'_c$ ), un hormigón confinado, que tiene el fin de representar el núcleo confinado que está dentro de los estribos, y otro sin confinar, para representar el recubrimiento fuera de los estribos; los valores utilizados para el hormigón confinado dependen del factor “k” tomado de la teoría de Mander, que representa el confinamiento dados por los estribos de la sección (Escorza Troya & Troya Arellano, 2017).

La fibra es una sección que se discretiza en subregiones llamadas “parches”, las cuales tienen formas geométricas simples y regulares ya sea circulares, rectangulares, cuadriláteros; para estas regiones pequeñas la respuesta esfuerzo-deformación de los materiales es integrada a fin de obtener un comportamiento resultante para la sección, como por ejemplo es este análisis se aplicará como secciones de hormigón armado (Chacón Sierra, 2009).

### 2.1.6 Análisis estático no lineal

Este análisis evalúa el riesgo sísmico de las edificaciones, en base al cálculo estático no lineal incremental, conocido como análisis por capacidad o “Pushover” de la estructura. Este método consiste en un empuje lateral incremental hasta llegar al punto del colapso, se expresa como la relación entre las fuerzas laterales y los desplazamientos generados. El patrón que se sigue para cargar la edificación radica en aplicar las cargas en los nodos laterales del modelo e incrementarlas a medida que aumenta la altura de la estructura. Existe un nodo de control en la parte superior del edificio y se controla que este alcance un cierto nivel de deformación (Peralta, 2012).

Para la programación de este análisis en el software de OpenSees, es necesario especificar los nodos de control tanto para la aplicación de cargas como para revisión de los desplazamientos máximos. Al finalizar, OpenSees traduce los resultados en un bloc de notas con coordenadas sobre el desplazamiento vs fuerza (Tnf) conocida como la curva de capacidad que es comparada con el efecto de P-Delta, se explicará posteriormente, esta comparación se visualiza al transferir los datos al software con interfaz gráfica y permite la evaluación del daño en la estructura por deformación máxima.

**Nota:** algunas dificultades son: saber en qué proporción aumentar las cargas y el patrón adecuado de distribución que estas deben seguir. Sin embargo, proporciona un enfoque más fiable para caracterizar el desempeño de una estructura frente a procedimientos lineales. Se debe tener en cuenta que el presente método se utiliza como información completaría en la realización del análisis dinámico no lineal.

#### 2.1.6.1 Efecto P-Delta

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

Con la información anterior sobre los bloques analizados anteriormente, se introducen las cargas gravitacionales permanentes y las acciones laterales en la modelación en el software de código abierto; los resultados son graficados y comparados como se explicó anteriormente.

### 2.1.6.2 Cortante basal de diseño

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma (NEC-SE, 2015). En base a esto la norma establece diferentes variantes para el cálculo del cortante basal total de diseño “V”, esta depende del período de retorno, ya sea de 475 o 2500 años; a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

Tabla 2.15: Fórmula del cortante basal total de diseño

$V = \frac{I S_a (T_a)}{R \phi_p \phi_e} W$	
<b>S<sub>a</sub> (T<sub>a</sub>)</b>	Espectro de diseño en aceleración
<b>ϕ<sub>p</sub> ϕ<sub>e</sub></b>	Coefficiente de configuración en planta y elevación
<b>I</b>	Coefficiente de importancia
<b>R</b>	Factor de reducción de resistencia sísmica
<b>V</b>	Cortante basal total de diseño
<b>W</b>	Carga sísmica reactiva
<b>T<sub>a</sub></b>	Período de vibración

Fuente: (NEC-SE, 2015)

Los sub bloques de la investigación presentan regularidad en planta y elevación, en donde la norma (NEC - SE - DS, 2015) establece valores igual a 1 para los coeficientes de configuración. En este caso, el coeficiente de importancia será de 1 debido a que el espectro de diseño ya fue alterado por un factor de 1.5, afectado de forma directa a S<sub>a</sub>(T<sub>a</sub>).

El valor de T<sub>a</sub> se refiere al período de vibración aproximado de la estructura para cada dirección principal, es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas laterales sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento; se obtiene con el siguiente método:

Tabla 2.16: Determinación del período de vibración  $T_a$

$T_a = C_t h_n^\alpha$		
<b>T<sub>a</sub></b>	Período de vibración	0.829
<b>C<sub>t</sub></b>	Coefficiente que depende del tipo de edificio	0.047
<b>h<sub>n</sub></b>	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros	19,6

Fuente: (NEC-SE, 2015)

En las siguientes figuras se muestra sobre resistencia máxima obtenida para cada bloque:

Cortante Basal	
I	1.5
R	8
$\Phi_p$	0.9
$\Phi_e$	0.9
W	1676.99
$S_a(T_a)$	1.5631
$T_a$	0.6841
V=	606.7831178

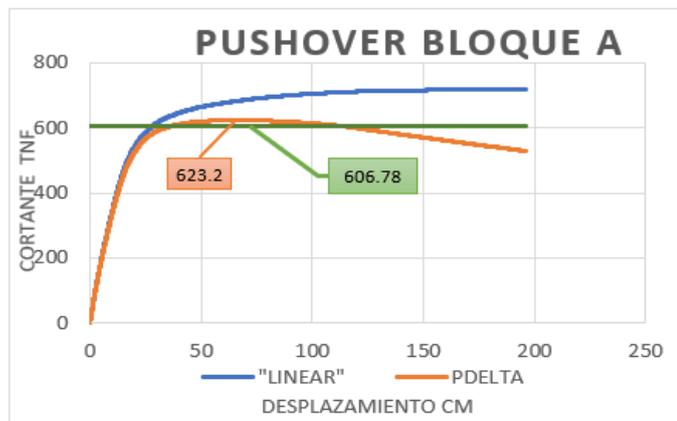


Figura 2.3: Gráfico de datos y resultados de pushover sub bloque A

Fuente: Autores

**V Pushover** = 623.2 Ton

**V (475 años)** = 606.78 Ton

**Sobre resistencia** = 1.03

Cortante Basal	
I	1.5
R	8
$\Phi_p$	0.9
$\Phi_e$	0.9
W	1583.2634
$S_a$	1.5631
$T_a$	0.6841
V=	572.870144

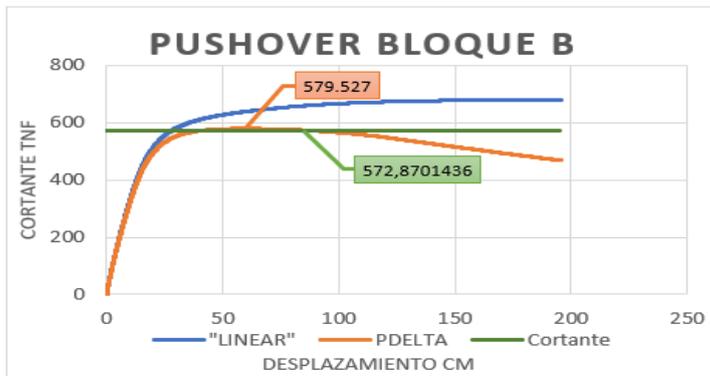


Figura 2.4: Gráfico de datos y resultados de pushover sub bloque B

Fuente: Autores

**V Pushover** = 579.52 Ton

**V (475 años)** = 572.87 Ton

**Sobre resistencia** = 1.01

El Factor de sobre resistencia se refiere a la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño, siendo este un factor de seguridad para el diseño de la estructura, este depende de la resistencia y endurecimiento de los materiales.

#### **2.1.6.2.1 Análisis dinámico no lineal**

El análisis dinámico no lineal es un método basado en la sustitución de la ecuación de movimiento por una matriz de masa diagonal, esta representa la masa concentrada en nodos, cada nodo con 6 grados de libertad. Aquí la matriz de amortiguamiento dada para un modelo de amortiguamiento proporcional de Rayleigh que depende de la matriz de masa y la matriz de rigidez, multiplicados por dos coeficientes que representan un amortiguamiento viscoso y una matriz de rigidez tangente, de esta manera se compensa el amortiguamiento excesivo producido por el amortiguamiento de Rayleigh en los primeros modos de vibración (Peralta, 2012).

Estos modos son obtenidos en el software de código abierto de OpenSees, para esto la programación se dio a través de los scripts que se realizaron con anterioridad, añadiendo la metodología de Rayleigh, procediendo así a realizar el análisis de tiempo – historia para determinar los desplazamientos y derivas de la estructura para un período de retorno de 2500 años.

##### **2.1.6.2.1.1 Ecuación de movimiento**

La ecuación fundamental de movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad, de masa concentrada, para el análisis dinámico no lineal de una estructura de varios grados de libertad, se puede deducir por el principio de D'Alembert de la siguiente forma:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + F_s(u) = F(t) \quad (\text{Ecu. 2})$$

Donde:

u: Desplazamiento

M: Matriz de masa

C: Matriz de amortiguamiento

Fs: Matriz de Rigidez

F(t): Fuerza sísmica

#### **2.1.6.2.1.2 Matriz de masa**

Se obtiene al dividir los pesos de los elementos estructurales entre la gravedad, al generar una matriz de masas concentradas diagonal, adicionando los grados de libertad rotacionales (Falconí, 2011).

#### **2.1.6.2.1.3 Matriz de amortiguamiento**

El amortiguamiento es definido como la capacidad de un cuerpo de disipar energía cinética en otro tipo de energía. Para el cálculo dinámico se adopta un modelo de amortiguamiento viscoso equivalente, destinado a modelar las amplitudes de disipación de energía de deformación. En sistemas de varios grados de libertad se usa la hipótesis de suponer que existe un mecanismo de pérdida de energía homogéneo en toda la estructura.

Es importante destacar que se ha demostrado que existen altos niveles de amortiguamiento viscoso, en los primeros modos de vibración que se obtiene de la estructura. El uso de la rigidez tangente en el amortiguamiento de Rayleigh, puede ser contradictorio debido a que no se espera una reducción de amortiguamiento cuando la estructura está en el rango no lineal. Esa reducción compensa parcialmente el amortiguamiento excesivo de los primeros modos de la estructura asociada al modelo de amortiguamiento de Rayleigh, reduciendo la rigidez y la masa permanece constante (Peralta, 2012).

#### **2.1.6.2.1.4 Matriz de rigidez**

En las estructuras de hormigón armado, diseñadas por las especificaciones de diseño sismo resistente, se espera que las fuerzas y desplazamientos sean superiores a las cargas estáticas equivalentes laterales. Cuando estas estructuras son sometidas a excitaciones sísmicas severas, se espera grandes deformaciones, entrando en el rango inelástico.

Las principales fuentes de deformación en estructuras de hormigón son la rotación por flexión, deformación de corte incluyendo el deslizamiento de corte y

deslizamiento entre uniones. Este enfoque permite la determinación de la relación de contribución de cada fuente de comportamiento inelástico a la respuesta local y global de la estructura de hormigón armado.

#### **2.1.6.2.1.5 Escalamiento de sismos**

La respuesta sísmica probabilística de estructuras con comportamiento no lineal sujeta a sismos moderados y muy intensos se estima a través de diferentes métodos como es el caso del método dinámico en el paso del tiempo, en donde las estructuras se someten a la acción de un conjunto de movimientos sísmicos asociados con períodos de recurrencia (Chan Dorado, Ruiz Gómez, & Montiel Ortega, 2005).

Para excitar las estructuras a diferentes niveles de intensidad sísmica es necesario modificar amplitudes de movimientos sísmicos registrados por un factor de escala, el mismo que es un valor numérico que multiplica a la historia de aceleraciones del registro del sismo, para que la ordenada espectral correspondiente al período fundamental de la estructura posea una intensidad especificada, la cual se asocia a un cierto período de retorno (Chan Dorado, Ruiz Gómez, & Montiel Ortega, 2005).

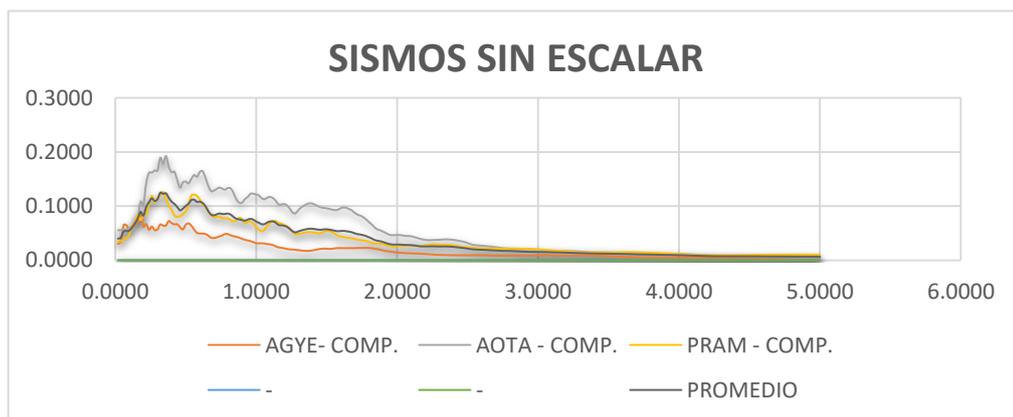
Los movimientos de tierra se deben seleccionar en base a sucesos reales representativos del sitio de emplazamiento de la estructura. De acuerdo con la ASCE 7-05 recomienda trabajar con al menos tres eventos sísmicos, cuyos registros deben tener magnitudes, distancia a la falla, fuentes del mecanismo focal y tipo de suelo consistentes con esos parámetros del espectro de diseño; es decir deben seleccionarse mínimo 3 registros representativos del lugar basándonos en la forma espectral de estos en relación con la forma de nuestro espectro de diseño (Charney, 2005).

El objetivo del escalamiento tridimensional consiste en que los acelerogramas de los sismos deberán ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las componentes de los registros de los eventos sísmicos no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre  $0.2T$  y  $1.5T$  (Chang Saltos & Suárez Pérez, 2015).

A continuación, se describe el procedimiento utilizado para este análisis:

1. Para cada terremoto, se calcula la raíz cuadrada de la suma de los cuadros de los espectros para cada par de componentes horizontales, denominado como factor SRSS, para el cual se utiliza el movimiento como se registró, sin factores de escalas (Charney, 2005).
2. Luego se aplican factores de escala individuales a los espectros SRSS de tal forma que el promedio de los espectros SRSS escalados no cae por debajo de 1,3 veces el espectro de diseño en más del 10% para cualquier período entre 0.2T y 1,5T (Charney, 2005).
3. Igual que el escalamiento en 2D, se determinan dos factores de escala para cada terremoto: un factor de período fundamental de vibración FPS, que es único para cada terremoto, a manera que tenga la misma aceleración espectral que el espectro de diseño y un factor de escala en conjunto SS, común para todos los terremotos que cumple el requisito de escala de la ASCE7. El producto de estos dos factores de escala es el factor de escala combinado CSi, para cada movimiento, es decir, es SS veces FPS (Charney, 2005).

El período fundamental viene determinado por los modelos estructurales de los bloques, por lo tanto, debemos escalar los tres registros para el análisis dinámico no lineal que se realizará posteriormente para un período de retorno de 2500 años, que se refiere al espectro máximo considerado.



*Figura 2.5: Gráfica de la resultante de los sismos sin escalar, y el promedio de las resultantes*

*Fuente: Autores*

- Sub bloque A:
  - Dirección “z” - Este:

Tabla 2.17: Datos para realizar escalamiento en dirección “z” – sub bloque A

Datos para realizar escalamiento en dirección “z”		
Factor	Nomenclatura	Valor
Período Pórtico	T	1.2732
Período límite de vibración inicial	0.2T	0.25
Período límite de vibración final	1.5T	1.91
Factor de reducción de resistencia sísmica	F	1
Período mayor	T(mayor)	0.68

Fuente: Autores

Tabla 2.18: Resultados de los parámetros del espectro de diseño y resultantes de los sismos en dirección “z” para  $T = 1.2732$  - sub bloque A

Resultados del espectro de diseño en dirección “z”			
Sismo	Sa	FPS	SS
Espectro de diseño	0.8398	-	-
AGYE - Resultante	0.0195	42.9728	1.0647
AOTA - Resultante	0.0871	9.6386	1.0647
PRAM - Resultante	0.0496	16.9404	1.0647

Fuente: Autores

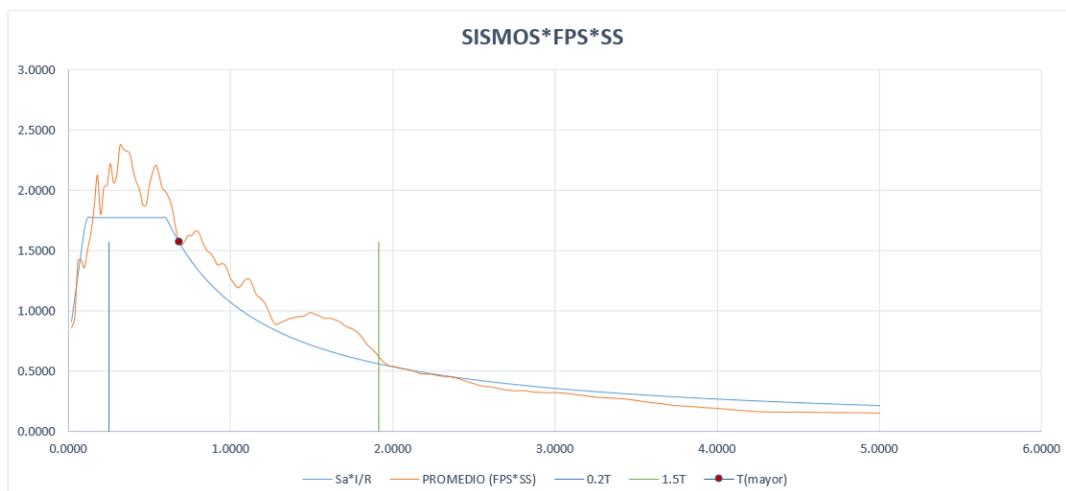


Figura 2.6: Escalamiento de sismo para el sub bloque A en dirección “z”

Fuente: Autores

- Dirección "x" - Norte:

Tabla 2.19: Datos para realizar escalamiento en dirección "x" – sub bloque A

Datos para realizar escalamiento en dirección "x"		
Nombre	Nomenclatura	Valor
Período Pórtico	T	0.8947
Período límite de vibración inicial	0.2T	0.18
Período límite de vibración final	1.5T	1.34
Factor de importancia	F	1
Período mayor	T(mayor)	0.2

Fuente: Autores

Tabla 2.20: Resultados de los parámetros del espectro de diseño y resultantes de los sismos en dirección "x" para  $T = 0.8947$  - sub bloque A

Resultados del espectro de diseño en dirección "x"			
Sismo	Sa	FPS	SS
Espectro de diseño	1.1952	-	-
AGYE - Resultante	0.0402	29.7577	1.2381
AOTA - Resultante	0.1062	11.2520	1.2381
PRAM - Resultante	0.0769	15.5430	1.2381

Fuente: Autores

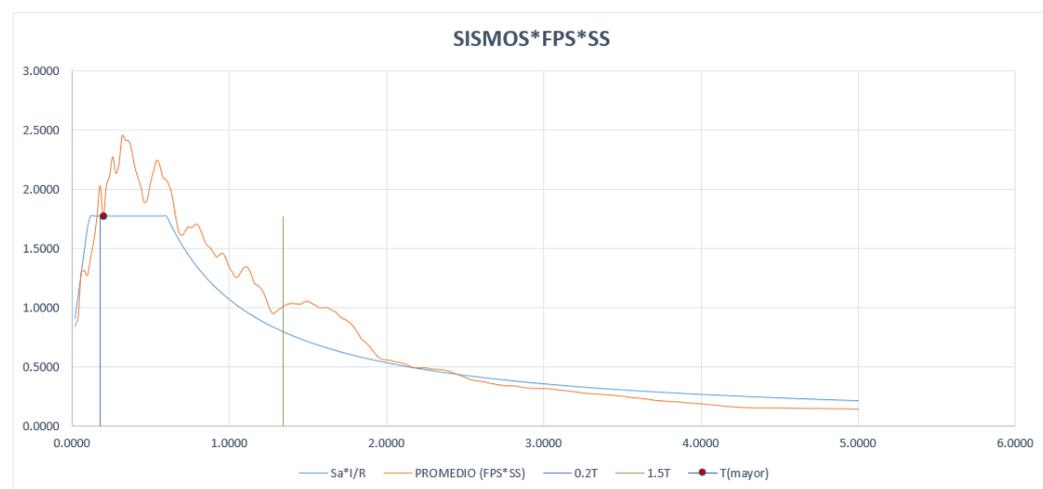


Figura 2.7: Escalamiento de sismo para el sub bloque A en dirección "x"

Fuente: Autores

- Sub bloque B:
  - Dirección “z” - Este:

Tabla 2.21: Datos para realizar escalamiento en dirección “z” – sub bloque B

Datos para realizar escalamiento en dirección “z”		
Factor	Nomenclatura	Valor
Período Pórtico	T	1.2769
Período límite de vibración inicial	0.2T	0.26
Período límite de vibración final	1.5T	1.92
Factor de reducción de resistencia sísmica.	F	1
Período mayor	T(mayor)	0.68

Fuente: Autores

Tabla 2.22: Resultados de los parámetros del espectro de diseño y resultantes de los sismos en dirección “z” para  $T = 1.2769$  - sub bloque B

Resultados del espectro de diseño en dirección “z”			
Sismo	Sa	FPS	SS
Espectro de diseño	0.8374	-	-
AGYE – Resultante	0.0195	43.049	1.0601
AOTA – Resultante	0.087	9.6273	1.0601
PRAM – Resultante	0.0488	17.1505	1.0601

Fuente: Autores

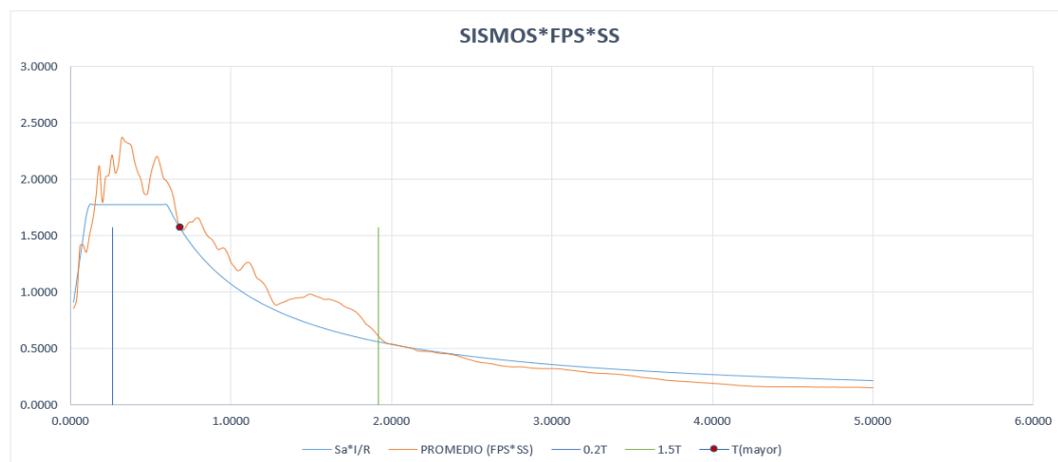


Figura 2.8: Escalamiento de sismo para el sub bloque B en dirección “z”

Fuente: Autores

- Dirección "x" - Norte:

Tabla 2.23: Datos para realizar escalamiento en dirección "x" – sub bloque B

Datos para realizar escalamiento en dirección "x"		
Factor	Nomenclatura	Valor
Período Pórtico	T	0.8893
Período límite de vibración inicial	0.2T	0.18
Período límite de vibración final	1.5T	1.33
Factor de reducción de resistencia sísmica.	F	1
Período mayor	T(mayor)	0.2

Fuente: Autores

Tabla 2.24: Resultados de los parámetros del espectro de diseño y resultantes de los sismos en dirección "x" para T = 0.8893 - sub bloque B

Resultados del espectro de diseño en dirección "x"			
Sismo	Sa	FPS	SS
Espectro de diseño	1.2024	-	-
AGYE - Resultante	0.0407	29.5335	1.2406
AOTA - Resultante	0.1063	11.3162	1.2406
PRAM - Resultante	0.0775	15.5242	1.2406

Fuente: Autores

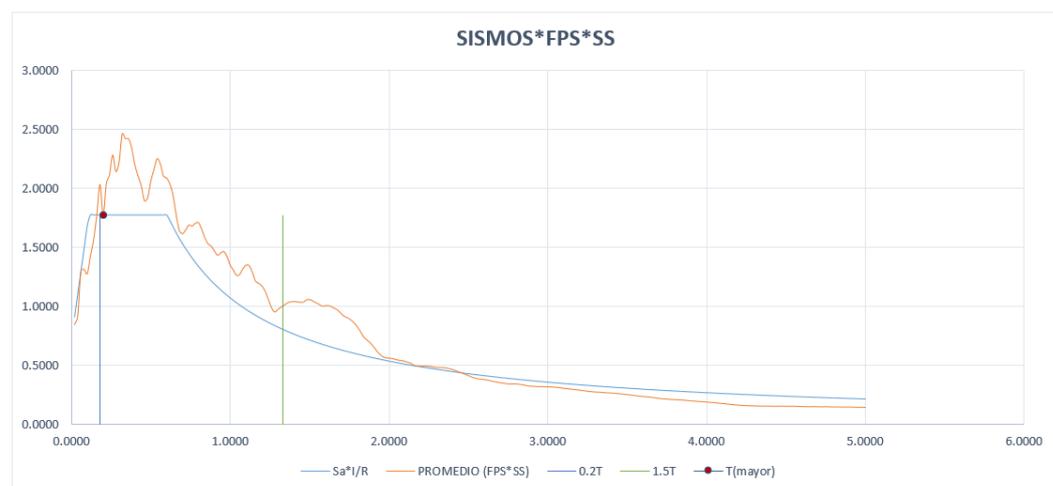


Figura 2.9: Escalamiento de sismo para el sub bloque B en dirección "x"

Fuente: Autores

## CAPÍTULO III

### 3. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

#### 3.1 Análisis de resultados y generación de gráficos sobre el tiempo que le toma a la estructura llegar a su máxima deriva, basado en el método de tiempo-historia, en el estado actual de la estructura

Existen varios códigos de diseño sísmico que reconocen a las edificaciones esenciales como instalaciones a las que se debe presentar atención especial, sin embargo, esto no se hace de manera uniforme. En estos códigos algunas decisiones que pretenden garantizar un desempeño eficiente durante un sismo; permitiendo garantizar en la mayoría de las estructuras un adecuado margen de seguridad y una razonable economía en la construcción al tolerar cierta cantidad de daño como consecuencia de un terremoto.

El diseño tradicional de edificaciones esenciales sometidas a sismos establece la estimación de la acción sísmica como fuerza de diseño que se traduce a desplazamientos compatibles con las propiedades mecánicas del sistema. Aunque este procedimiento cuenta con incertidumbres e hipótesis que simplifican la realidad, en la actualidad permite estimar los desplazamientos inelásticos de la estructura. Los códigos de diseño imponen ciertos controles para los desplazamientos como medida para prevenir y disminuir los daños en elementos no estructurales.

##### 3.1.1 Deriva ( $\delta$ )

Se conoce al valor de desplazamiento relativo inelástico de un nivel con respecto al inmediatamente anterior; los códigos establecen como estrategia de control la limitación de la deriva normalizada, entendida como el cociente que existe entre la deriva de entrepiso y la altura libre, a valores máximos permisibles que pueden oscilar entre el 1% y 2%. La máxima deriva para cualquier piso no excederá los límites establecidos:  $\Delta_M = 0.02$  (2%) para estructuras de hormigón armado y metálicas,  $\Delta_M = 0.01$  (1%) para mampostería (NEC - SE - DS, 2015), se establece que la deriva máxima de piso deberán ser menores al 2% de la altura de entrepiso

con respecto a un período de retorno de 475 años, es decir, para el sismo de diseño en caso de edificaciones esenciales.

*Tabla 3.1: Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de entrepiso.*

<b>Estructuras de:</b>	<b><math>\Delta_M</math> máximos (sin unidad)</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

*Fuente:* (NEC-SE, 2015)

Sim embargo, este límite depende estrechamente de la fragilidad y resistencia de los materiales y componentes de los elementos no estructurales, en la siguiente tabla se presentan las derivas de entrepisos normalizadas máximas toleradas por los diferentes códigos de diseño para edificaciones.

*Tabla 3.2: Derivas de entrepiso normalizadas, contemplada en los diferentes códigos.*

<b>Código sísmico</b>	<b>Deriva entrepiso: <math>\delta / \Delta h</math> (%)</b>
Colombia	1.5
Chile	0.3
EEUU (UBC)	0.5
Eurocode	1.0
Japón	0.5
México	0.6
New Zealand	2.0
Venezuela	1.5

*Fuente:* (Safina Melone, 2003)

Debido a esta gran dispersión que manifiesta la comunidad internacional sobre los desplazamientos, conviene destacar que las medidas de control impuestas por la mayoría de códigos de diseño sísmico, incluyendo la NEC 2015, no diferencian según la clasificación de la edificación, pues se parte del principio que para edificaciones esenciales, el factor de importancia impuesto cubre el requerimiento de seguridad (Safina Melone, 2003).

De acuerdo con una de las últimas resoluciones asumidas en el último congreso Internacional de Estructuras de Edificación (COINESED 2017), se establece que

todas las edificaciones de tipo esencial se deben diseñar bajo los siguientes criterios:  $R=1$  para el sismo base de diseño, las deriva máxima se limitan a 0.4% de la altura de piso y la aceleración media espectral se la restringe a 0.4g, pretendiendo limitar el daño a los componentes arquitectónicos a menos del 2% del costo de reemplazo de las instalaciones; asegurando que la mayor parte de componentes estructurales y no estructurales de la edificación podrán mantener su capacidad de funcionar después de un terremoto. Son requisitos que deben ser aplicados para mantener la funcionalidad post-terremoto ya sea para estructuras aisladas y no aisladas (Zayas, 2017).

Según la ASCE 7-16 las derivas no deben exceder la deriva máxima permisible en ningún piso de acuerdo a la siguiente tabla:

*Tabla 3.3: Derivas máxima permisible ASCE 7- 16*

Estructuras	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, otras como muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos desde la base, con muros interiores, tabiques, techo y muros exteriores que han sido diseñados para las derivas de piso.	0.025h	0.020h	0.015h
Estructuras de muros de corte de mampostería (catilever).	0.010h	0.010h	0.010h
Otras estructuras de muros de mampostería.	0.007h	0.007h	0.007h
Todas las demás estructuras.	0.020h	0.015h	0.010h

*Fuente: ASCE 7 - 16*

**Nota:** considerando que la normativa ASCE 7 – 16, presenta a las estructuras esenciales como categoría de riesgo IV, dando como resultado que la máxima deriva debería ser de 0.010h, siendo h la altura de entrepiso, dando como resultado  $\Delta_M = 0.036$  (3.6%).

Además, en la sección C16.4.1.1 del apéndice del capítulo C16 de la ASCE 7 – 16 que trata el Análisis del tiempo historia no lineal, establece que la probabilidad de colapso de la categoría IV es del 3% correspondiente al desplazamiento máximo inelástico del sismo severo (MCE: “Maximum Considered Earthquake”).

- Sub bloque A

- Sismo AGYE-N:

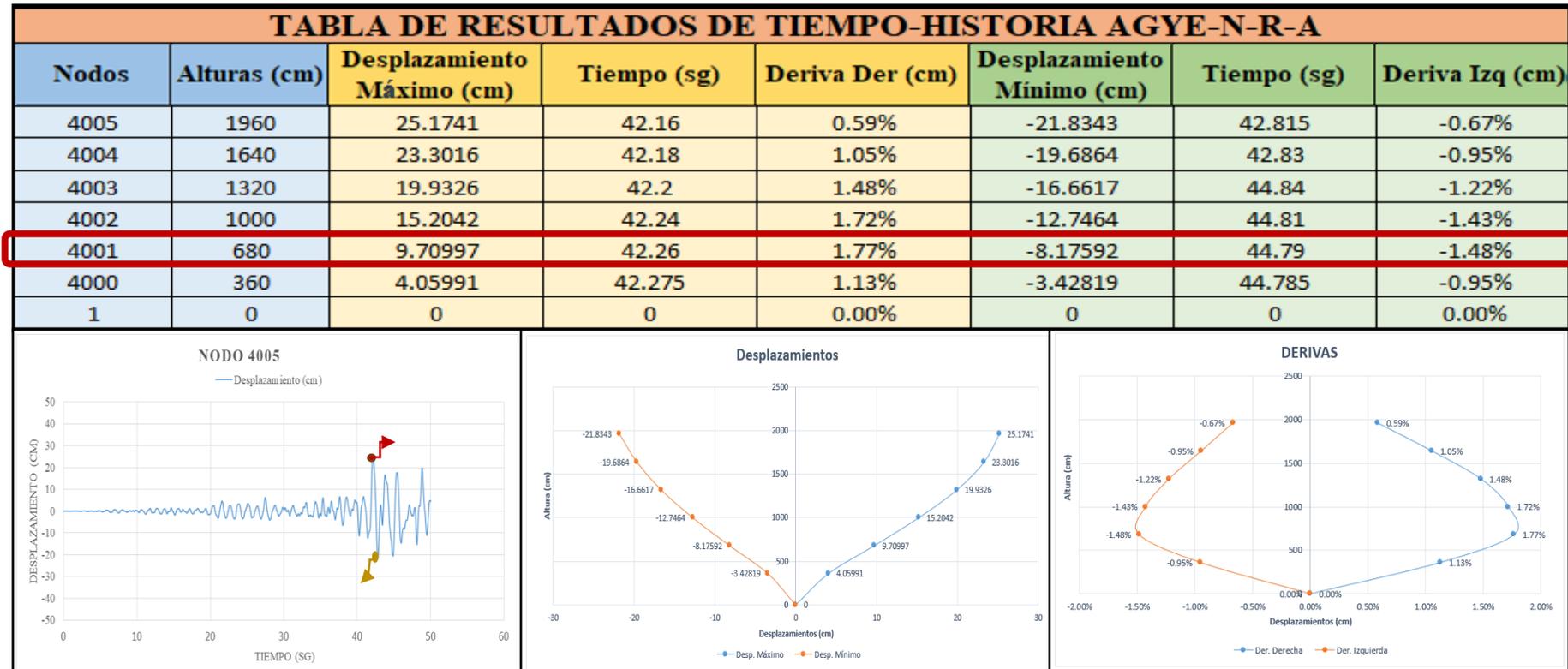


Figura 3.1: Resultados análisis dinámico no lineal AGYE - N  
 Fuente: Autores

○ Sismo AGYE-E:

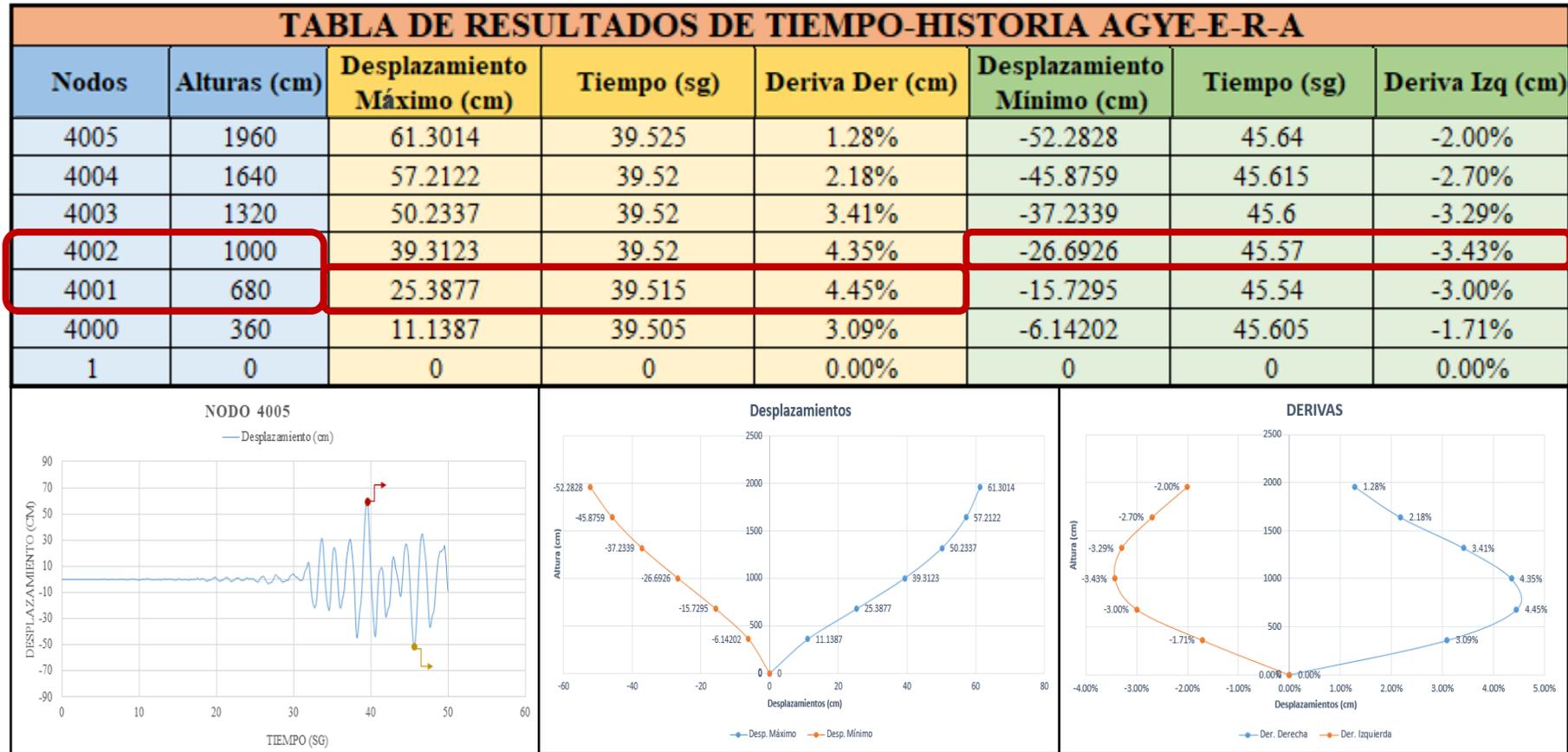


Figura 3.2: Resultados análisis dinámico no lineal AGYE - E

Fuente: Autores

- Sismo AOTA-N:

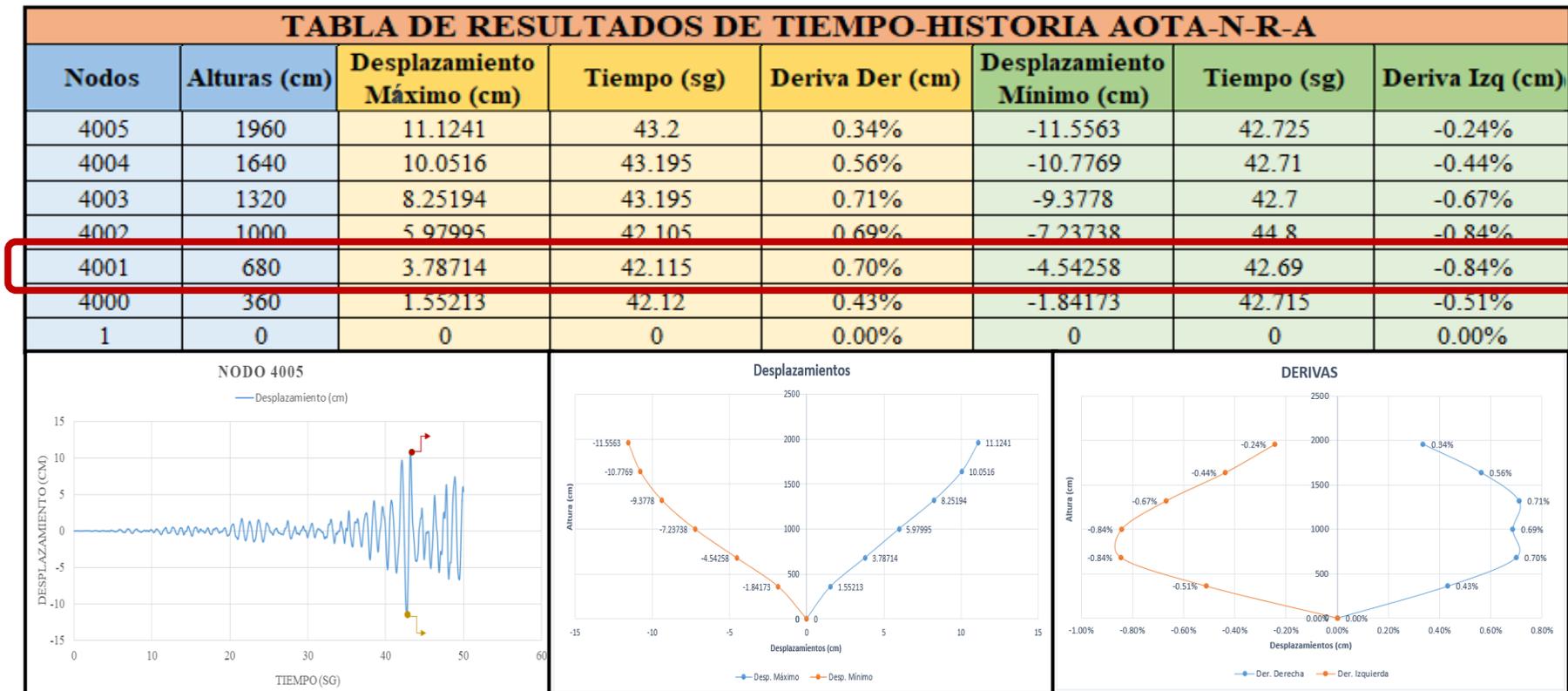


Figura 3.3: Resultados análisis dinámico no lineal AOTA - N

Fuente: Autores

○ Sismo AOTA-E

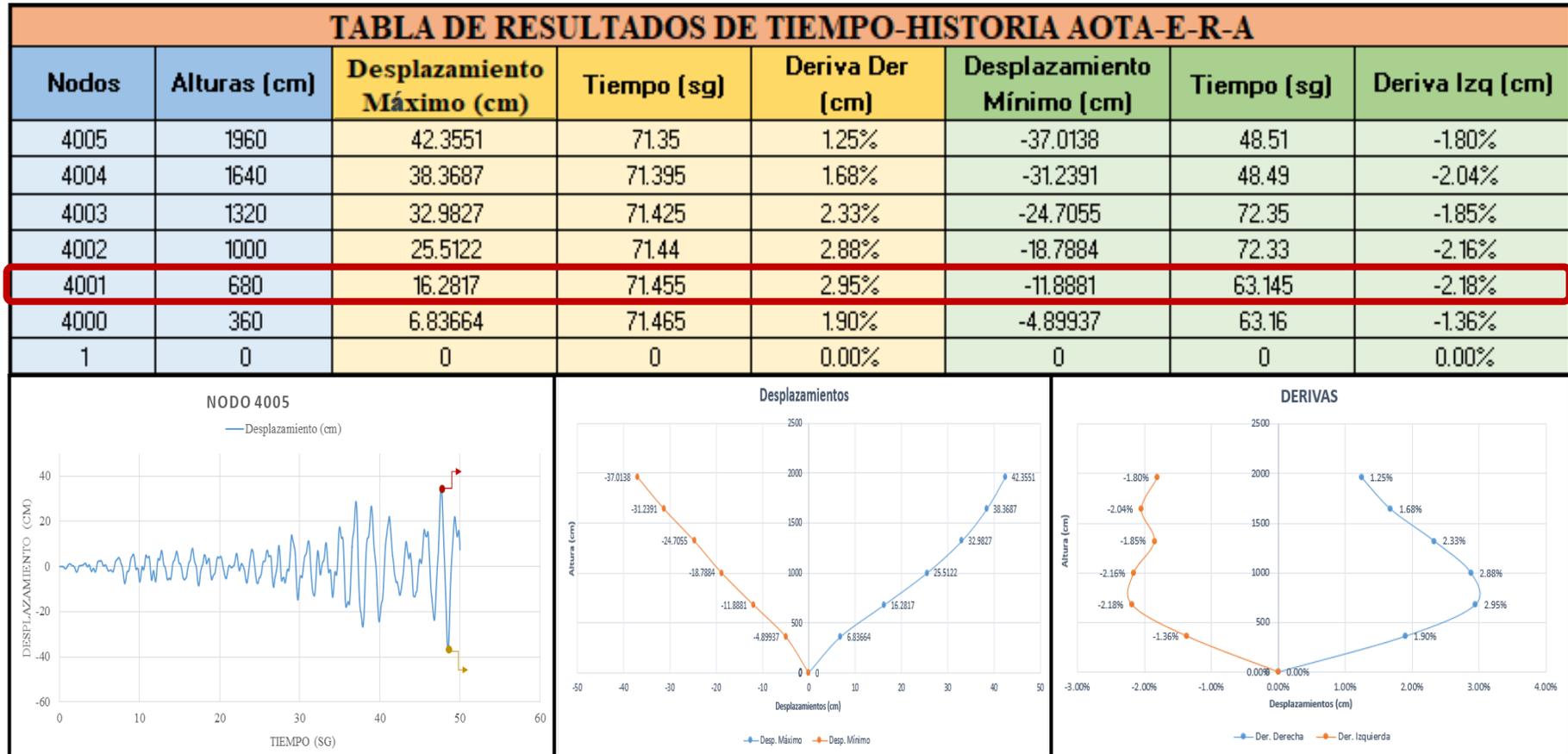


Figura 3.4: Resultados análisis dinámico no lineal AOTA - E

Fuente: Autores

- Sismo PRAM-N

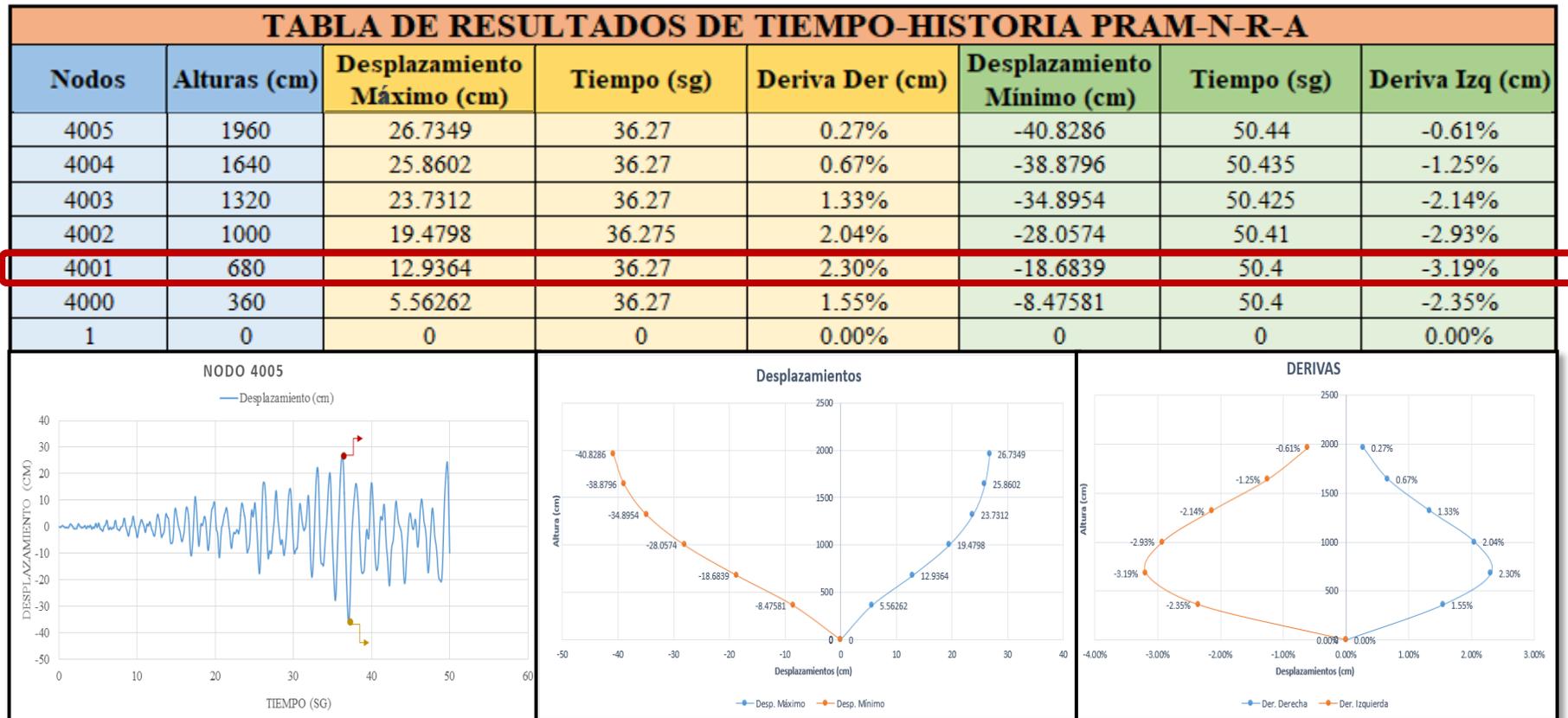


Figura 3.5: Resultados análisis dinámico no lineal PRAM - N

Fuente: Autores

○ Sismo PRAM-E



Figura 3.6: Resultados análisis dinámico no lineal PRAM - E

Fuente: Autores

- Sub bloque B

- Sismo AGYE-N:

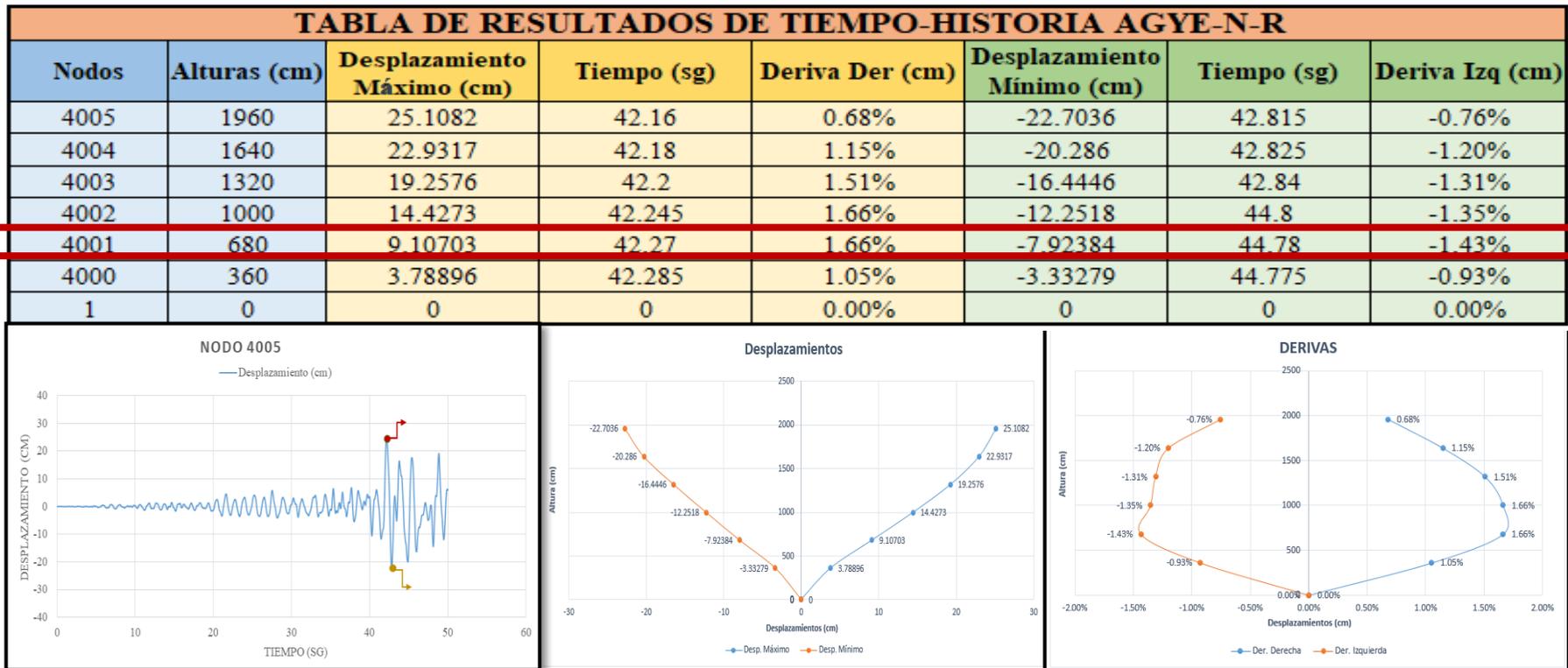


Figura 3.7: Resultados análisis dinámico no lineal AGYE - N

Fuente: Autores

○ Sismo AGYE-E:

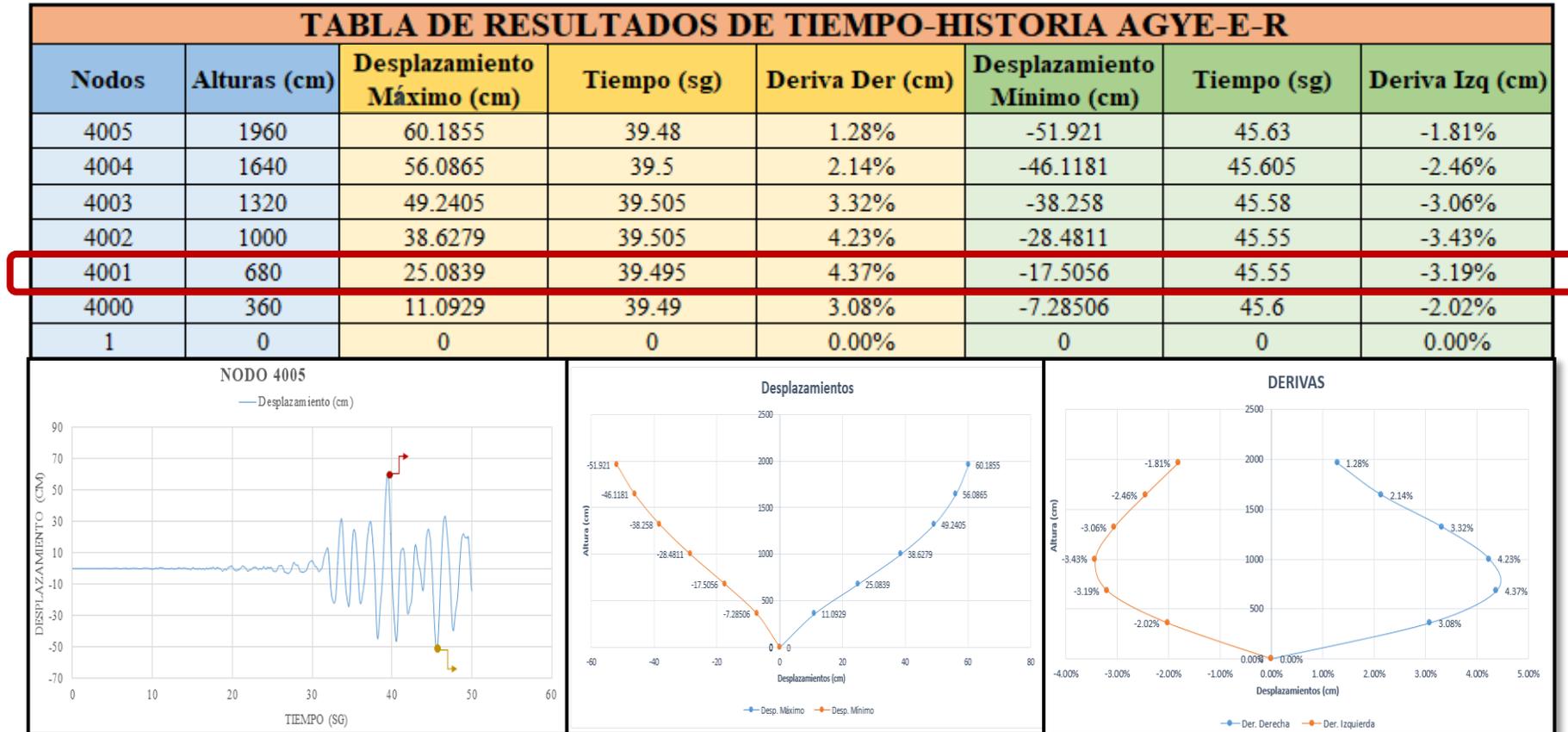


Figura 3.8: Resultados análisis dinámico no lineal AGYE - E  
 Fuente: Autores

- Sismo AOTA-N:

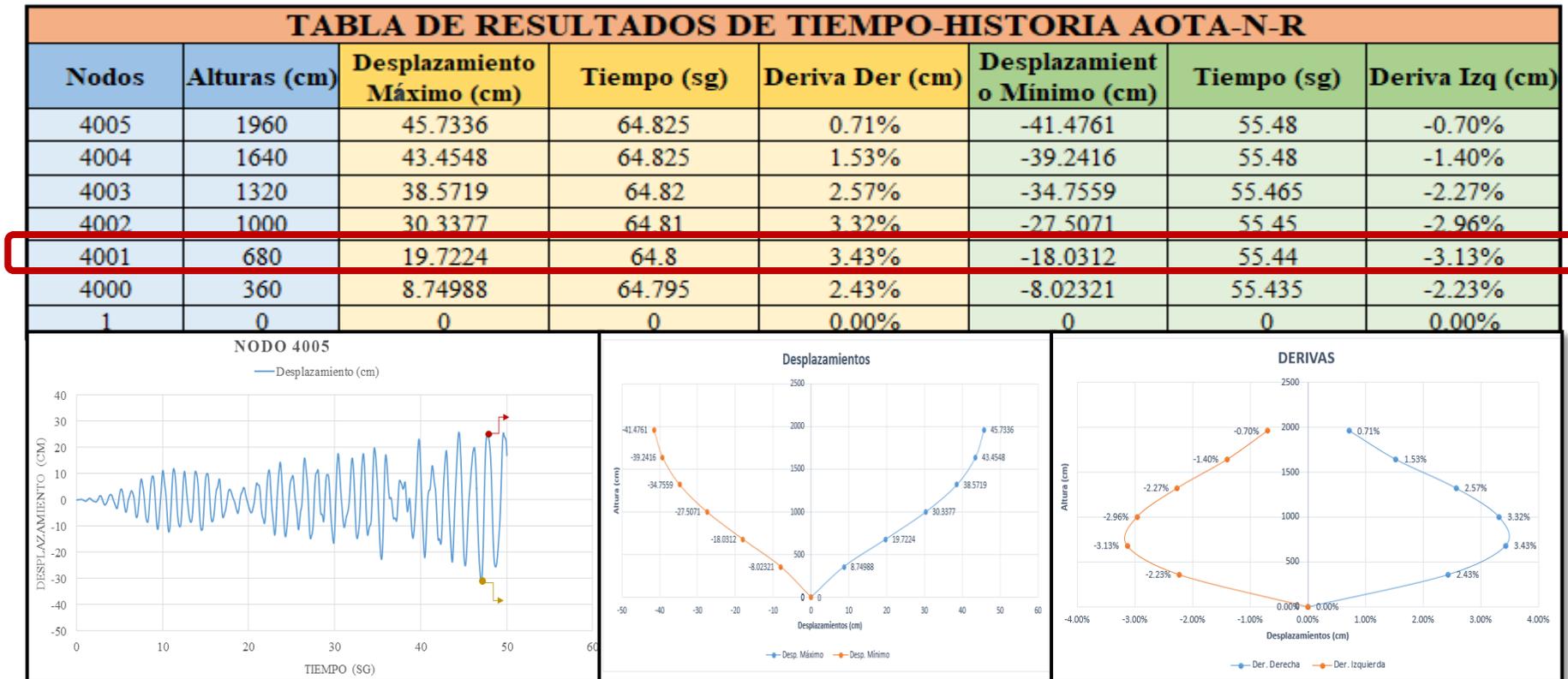


Figura 3.9: Resultados análisis dinámico no lineal AOTA - N

Fuente: Autores

- Sismo AOTA-E:

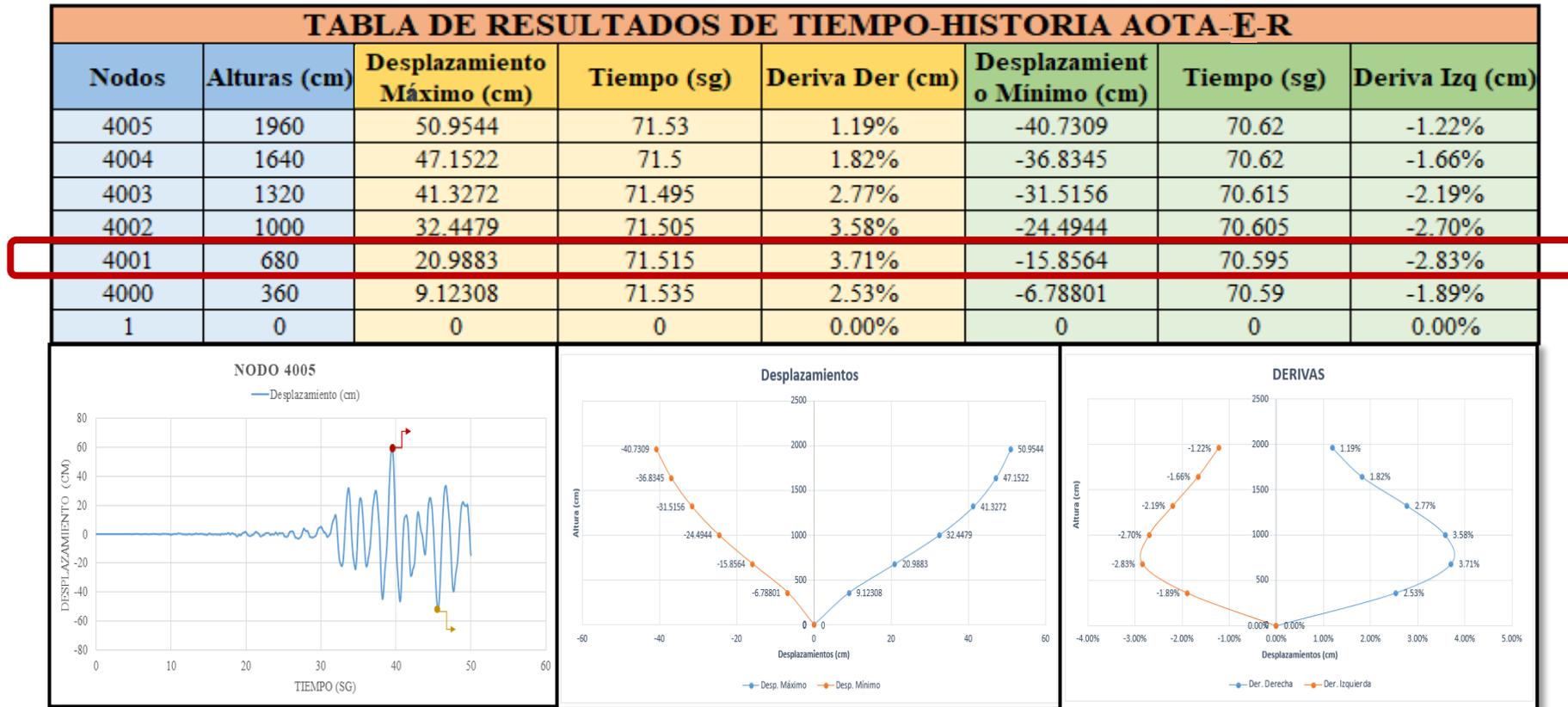


Figura 3.10: Resultados análisis dinámico no lineal AOTA - E  
 Fuente: Autores

- Sismo PRAM-N:

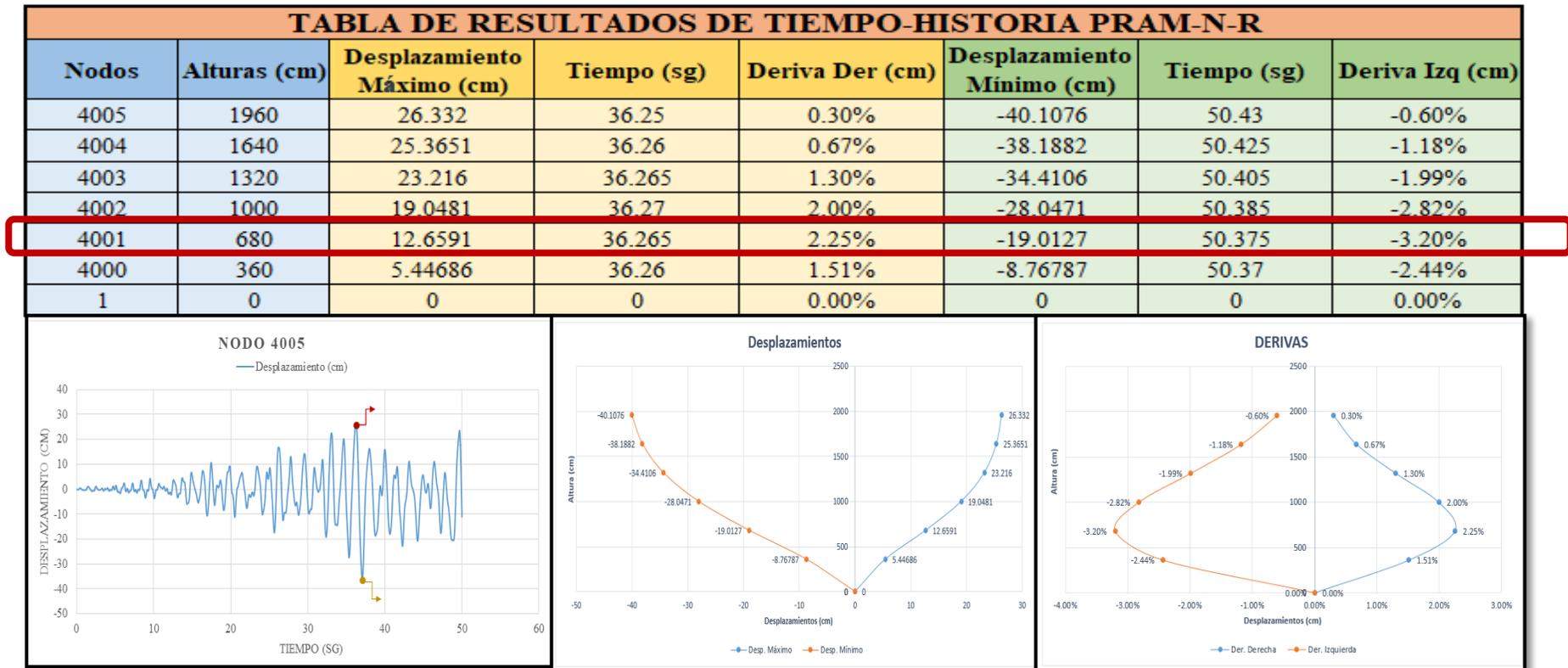


Figura 3.11: Resultados análisis dinámico no lineal PRAM - N

Fuente: Autores

○ Sismo PRAM-E:

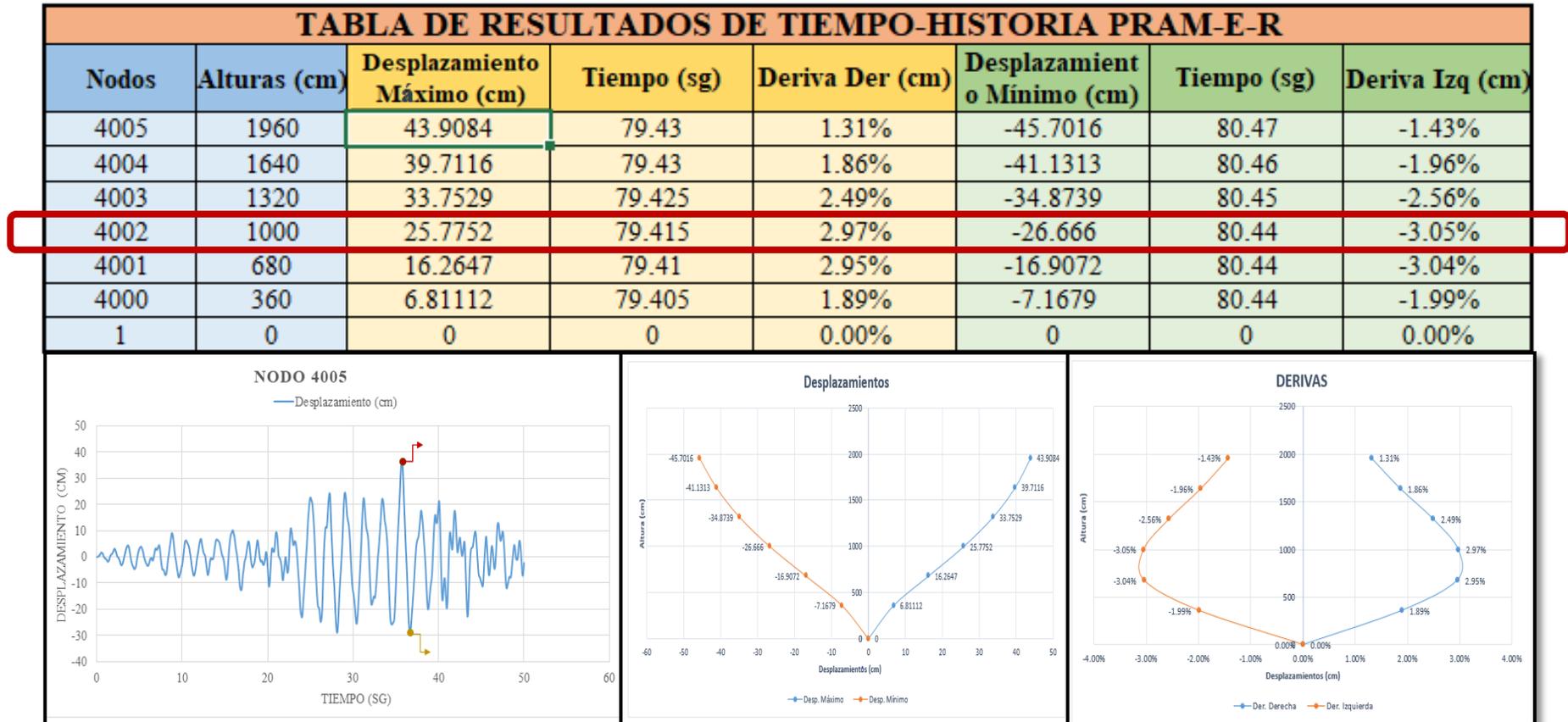


Figura 3.12: Resultados análisis dinámico no lineal PRAM - E

Fuente: Autores

Tabla 3.4: Derivas superiores al valor máximo permisible de 2% (NEC) del bloque A y B.

<b>Derivas (%) superiores al valor máximo permisible 2% (NEC)</b>				
<b>Bloque</b>	<b>Sismo - Dirección</b>	<b>Altura (cm)</b>	<b>Tiempo (seg)</b>	<b>Deriva (%)</b>
A	AGYE - E	N+680	39.52	4.45 (Der)
B	AGYE - E	N+680	41.13	4.37 (Der)
B	AOTA - E	N+1000	71.52	3.71 (Der)
A	AGYE - E	N+1000	45.57	3.43 (Izq)
B	AGYE - E	N+1000	45.55	3.43 (Izq)
B	AOTA - N	N+680	64.80	3.43 (Der)
A	PRAM - N	N+680	50.4	3.19 (Izq)
B	AOTA - N	N+680	55.44	3.13 (Izq)
A	PRAM - E	N+1000	80.495	3.08 (Izq)
A	PRAM - E	N+1000	79.44	3.06 (Der)
A	AOTA - E	N+680	71.46	2.95 (Der)
B	AOTA - E	N+1000	70.595	2.83 (Izq)
A	PRAM - N	N+680	36.27	2.30 (Der)
A	AOTA - E	N+680	63.145	2.18 (Izq)
B	PRAM - E	N+1000	79.42	2.97 (Der)
B	PRAM - E	N+1000	80.44	3.05 (Izq)
B	PRAM - N	N+680	36.27	2.25 (Der)
B	PRAM - N	N+680	50.375	3.20 (Izq)

Fuente: Autores

### 3.1.2 Junta constructiva

Los elementos de la estructura deben diseñarse para que actúen como un solo sistema estructural a efectos de resistir el sismo de diseño, a menos que sean intencionalmente separados a una distancia suficiente para evitar problemas de colisión entre ellos, en la presente investigación las cotas de los entrepisos de cada una de las partes coinciden, por lo que la separación mínima será la mitad del valor absoluto de desplazamiento máximo horizontal inelástico  $\Delta M$  de una de las partes, el más desfavorable (NEC - SE - DS, 2015). Considerando los resultados antes

expuestos,  $\Delta_{M_{max}} = 4,45\%$ , se presenta el máximo desplazamiento de 25,38 cm, obteniendo una separación mínima de 12,69 cm.

Para comprobar lo antes mencionado, se utiliza los resultados obtenidos en el software de OpenSees, para determinar los desplazamientos que corresponden a las máximas derivas de cada uno de los sismos seleccionados; corroborando si la junta constructiva del Hospital Regional que tiene una distancia de 10 cm, es suficiente para evitar el efecto de martilleo o golpeteo debido a los posibles desplazamientos en caso de sismo.

*Tabla 3.5: Desplazamientos inelásticos en derivas máximas para comportamiento de junta sísmica.*

Sismo	Bloque	Deriva Máxima (%)	Desplazamiento (cm)	d1+d2	Resultados (cm)
AGYE-E	A	4.45	25.387	50.47	<b>50.47&gt;10</b>
	B	4.37	25.083		
AOTA- E	A	2.95	16.281	37.269	<b>37.269&gt;10</b>
	B	3.71	20.988		
PRAM- E	A	-3.08	-25.945	52.611	<b>52.611&gt;10</b>
	B	-3.05	-26.666		

*Fuente: Autores*

## CONCLUSIONES

La información arquitectónica se obtuvo de investigaciones previas (Vintimilla Molina & Fajardo Guapisaca, 2016) y (Palomino Puya & Quezada Aguilar, 2017); da cuenta sobre la alta vulnerabilidad sísmica de las componentes estructurales y no estructurales del Hospital Regional, y su escaso cumplimiento con las exigencias sísmo resistentes.

El estudio del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” fue realizado en forma tridimensional, lo que permite visualizar la configuración estructural más apegada a la realidad, lo que no proporciona el análisis 2D, dando como resultado valores de derivas y desplazamientos peligrosos para el desempeño de la estructura frente a un sismo muy severo.

Es necesario considerar durante todo el análisis 3D de la edificación, que los sismos seleccionados cuentan con componentes en Norte y Este, como consecuencia se entregan resultados diferenciados tanto en el cálculo de períodos fundamentales, escalamiento de sismos y obtención de desplazamientos y derivas; presentando mayor riesgo en el dirección Este - Oeste.

Al realizar el análisis modal de la estructura, se confirma que los períodos fundamentales de la estructura disminuyen al implementar fibras (no lineal), frente al análisis lineal, debido a la discretización en secciones rectangulares de los elementos, dando un mayor reforzamiento.

En base al análisis estático no lineal o “Pushover” realizado para período de sismo de diseño para edificaciones esenciales, se determinó que la estructura tiene una sobre resistencia del 1.03 y 1.01 en el sub bloque A y B respectivamente, confirmando que la capacidad de soportar carga de la estructura es baja frente al cortante de diseño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

De acuerdo al análisis dinámico no lineal en 2D y 3D para un período de retorno de 2500 años, realizado por José Palomino y Ángel Quezada, y el expuesto en la presente investigación, respectivamente; se ha demostrado el aumento de las derivas máximas en el análisis 3D debido a la modelación en cada caso, siendo en 2D pórticos equivalentes, que no reflejaron un comportamiento en conjunto que se muestra de los bloques tridimensionales de la presente investigación.

Las máximas derivas inelásticas, resultantes de los tres sismos seleccionados, son mayores al valor máximo permisible del 2% de acuerdo a la norma vigente (NEC), manifestando que la estructura es altamente vulnerable al colapso ante la ocurrencia de un evento sísmico similar o superior a los sismos contemplados en la investigación, y de acuerdo con la ASCE 7-16 no cumplen con la máxima deriva para este tipo de estructuras que es de 3.6% para un sismo severo (MCE: “Maximum Considered Earthquake”).

Además de acuerdo con el criterio de funcionalidad continua post- terremoto propuesto por (Zayas,2017), las derivas máximas no cumplen ya que exceden con el valor de 1,44%, referido al 0,004 de la altura de entrepiso = 3,6 metros.

Se comprobó que la junta constructiva no cumple con el espaciamiento mínimo de junta sísmica, debido que los desplazamientos inelásticos obtenidos en las máximas derivas superan el espaciamiento mínimo de 12,69 cm y mucho menos cumpliría con los 10 cm de junta existente, produciéndose un martilleo entre los bloques que conforman la estructura.

## RECOMENDACIONES

Se debería considerar el implementar técnicas de reforzamiento a elementos estructurales, como diagonales rigidizadores, reforzamiento de columnas y vigas o disminución de masa de la edificación, para así disminuir los efectos de martilleo entre bloques adyacentes.

Se recomienda realizar un proyecto sobre el diseño de la estructura, para determinar si el dimensionamiento de la estructura en su estado actual cumple con los requerimientos de momentos, cortantes y efectos torsionales, a fin de analizar los resultados con los de la presente investigación.

Además, se debería realizar un análisis en 3D, en el cual se considere la torsión inducida, ya que en este proyecto el bloque de la edificación no presenta una torsión inherente al coincidir su centro de masa con el centro de rigidez.

Para determinar el tiempo en el que se presentaría el colapso de la estructura, se aconseja que se realice el análisis dinámico no lineal de la edificación, mediante la aplicación de rótulas plásticas, debido a que, en la presente investigación, la curva de capacidad por fibras no permite visualizar el punto en donde la fuerza produciría el agotamiento de la edificación.

Futuros proyectos de investigación deberían modelar los sistemas estructurales, evitando usar metodologías de simplificación, tomando en cuenta la irregularidad en planta y elevación de las estructuras hospitalarias, pudiendo mejorar los resultados expuestos en el presente trabajo.

En base a la actualización más reciente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se debería considerar que el factor de reducción ( $R$ ) tiene un valor de 6, lo que provocaría que el cortante de diseño aumente en un 33%, en consecuencia, el factor de sobre resistencia sería menor a 1.

## REFERENCIAS

- ASCE7-16. (2016). *American Society of Civil Engineers*. United States of America.
- Bambaren , C., & Alatrística, M. (2007). *Hospitales Seguros Ante Desastres*. Lima, Perú: Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Brown, R., & McCormac, J. (2015). *Design of Reinforced Concrete*. John Wiley & Sons.
- Cassano, A. (2009). *Análisis de Estructuras Bajo Acciones Dinámicas*. Paraná: Universidad Tecnológica Nacional.
- Castillo, D., & Betauncourt, S. (2014). *Concreto en Estructuras*. Maturín: Instituto Universitario Politécnico "Santiago Marino".
- Ceballos, M. (2004). *Análisis Modal Experimental Aplicado a la Calibración de Modelos de Sistemas con Interacción Suelo-Estructura*. Córdoba: Universidad Nacional de Córdoba.
- Chacón Sierra, W. D. (2009, Febrero). Torsión Accidental en estructuras con aislamiento de Base. Sangolquí, Ecuador: ESPE.
- Chan Dorado, S. M., Ruiz Gómez, S. E., & Montiel Ortega, M. A. (2005). Escalamiento de Acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de Estructuras. *Redalyc.org UAEM*, 24.
- Chang Saltos, G. E., & Suárez Pérez, D. S. (2015). Desarrollo de una Guía de aplicación del Capítulo de peligro sísmico y requisitos de diseño sismoresistente de la NEC. Sangolquí, Ecuador: ESPE.
- Charney, F. A. (2005). Seismic Loads. *Guide to the Seismic Load Provisions ASCE7-05*. ASCE PRESS.
- Comité de Reconstrucción y Reactivación Productiva. (2016). Informe Trimestral de Gestión (mayo - agosto 2016). *Plan ReConstruyo Ecuador*, 16-17.
- Escorza Troya, D. F., & Troya Arellano, C. R. (2017, Febrero). Correlación paramétrica de un diseño estructural entre un análisis estático no lineal por zonas plásticas y un análisis estático no lineal por fibras. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.

- Falconí, R. A. (2011). *Dinámica de Estructuras con ciencia-lab*. Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas.
- FEMA 356. (2000). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentary for the Seismic Rehab of Buildings*. United States of America.
- FEMA 440. (2005, June). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.: ATC-55 Project (Applied Technology Council).
- Flores, F., & Charney, F. (2009). *Advanced Analysis and Modeling Techniques in Structural Earthquake Engineering*. Chile: Universidad de Chile.
- Franco, J. (2016). *Análisis del sismo en el Ecuador (Pedernales) del 16 de Abril del 2016*.
- Jaramillo Rivera, R., & Riveros Pedraza, C. E. (2011, Mayo). ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS EN CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A LOS REGISTROS DEL SISMO DE QUETAME. Bogotá, Colombia: Pontificia Universidad Javeriana.
- NEC-SE. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito: Dirección de Comunicación Social ISBN.
- OPS, & OMS. (2010). *PLAN DE ACCION DE HOSPITALES SEGUROS*. Washington.
- Palomino Puya, J., & Quezada Aguilar, Á. (2017). *Análisis dinámico no lineal del "Hospital Regional Vicente Corral Moscoso" (Cuenca), medidas de mitigación y refuerzo para disminuir su vulnerabilidad estructural*. Cuenca: Universidad del Azuay.
- Parra, A., & Vinicio, M. (2010). *Análisis de Aisladores Sísmicos Elastoméricos contruidos en el Ecuador*. Sangolquí: ESPE.
- Parra Cardenas, H. A. (2015). *Desarrollo Metodológicos de Aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador Continental y estudio de riesgos sísmico en la ciudad de Quito*. Quito: Universidad Politécnica de Madrid.

- Parra Muñoz , L., Ribada Vazquez , M., Llanes Burón, C., & Gutierrez Perez, G. (2013). *Hospitales Seguros: Sistematizacion de experiencias en la República Dominicana*. Santo Domingo: Santo Domingo ISBN 978; OPS.
- Peralta, M. (2012). *Análisis Estático No Lineal y Análisis No Lineal del Hospital de Vielha*. Barcelona: Programa de Máster en Ingeniería del Terreno e Ingeniería Sísmica.
- Tavárez, F., & Tomás, J. (2016). *Análisis Estático y Dinámico Incremental de una estructura de muros de hormigón armado en la República Dominicana*. Barcelona - España: Escola de Camins UPC BACELONATECH.
- UC Berkeley. (2018, Julio 25). *Center Pacific Earthquake Engineering Research*. Retrieved from UC Berkeley: <https://peer.berkeley.edu/opensees>
- UNESCO. (2016). *Cooperación Sur- Sur. Un ejemplo de colaboración en contexto de emergencias*. Santiago: Oficina regional de Educación para América Latina y el Caribe.
- Vintimilla Molina, C., & Fajardo Guapisaca, A. (2016). *Evaluación estructural de la entidad hospitalaria "Hospital Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca - provincia del Azuay para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria*. Cuenca: Universidad del Azuay.

# ARTÍCULO CIENTÍFICO