

# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

## **Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

Evaluación del desempeño sísmico en edificios irregulares de mediana altura de hormigón armado, mediante análisis no lineal dinámico, bajo registros sísmicos de Ecuador

### **PROYECTO DE GRADUACIÓN**

Previo la obtención del Título de:

### **Magíster en Estructuras Civiles Sismorresistentes**

Presentado por:

Sergio Andrés Pacheco Contreras

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2026

## DEDICATORIA

*El presente proyecto de graduación lo dedico a mi madre, cuyo esfuerzo, constancia y apoyo incondicional han sido determinantes a lo largo de mi formación académica y profesional. Su ejemplo de responsabilidad y perseverancia ha sido una guía en cada etapa de este proceso académico.*

*Del mismo modo, dedico este trabajo a las presencias que, desde el silencio y la rutina compartida, sostuvieron este proceso cuando el cansancio fue mayor.*

## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradezco a la tutora, al cotutor y a los docentes de la maestría de la ESPOl por los conocimientos impartidos durante el desarrollo del programa, los cuales resultarán relevantes para el ejercicio profesional futuro.*

## DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, me corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Sergio Andrés Pacheco Contreras* doy mi consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”.

.....

**Sergio Andrés Pacheco Contreras**

# EVALUADORES

.....  
**M.Sc Nadia Quijano Arteaga**  
PROFESORA DE LA MATERIA

.....  
**M.Sc Samantha Hidalgo Astudillo**  
PROFESORA DE LA MATERIA

.....  
**PhD. Natividad García Troncoso**  
PROFESORA TUTORA

.....  
**M.Sc Juan Pablo Molina Cedeño**  
PROFESOR CO-TUTOR

## RESUMEN

Este proyecto de graduación evalúa el desempeño sísmico de edificaciones de hormigón armado de mediana altura con irregularidades estructurales en planta y en elevación, mediante análisis no lineal dinámico empleando registros sísmicos reales del Ecuador. El objetivo es evaluar la influencia de la irregularidad estructural en la respuesta inelástica, las demandas de desplazamiento y la concentración de daño, bajo la hipótesis de que las configuraciones irregulares presentan un desempeño sísmico condicionado por mecanismos de daño más críticos en comparación con edificaciones regulares. La justificación del estudio se sustenta en la elevada amenaza sísmica del país y en la necesidad de comprender el comportamiento inelástico de configuraciones estructurales frecuentes en la práctica local. El desarrollo del proyecto se realizó mediante la modelación tridimensional de edificios tipo *benchmark* de hormigón armado con configuraciones regular e irregulares, incorporando no linealidad de material a través de rótulas plásticas tipo fibra. Se seleccionaron y procesaron registros sísmicos reales del terremoto de Pedernales de 2016, los cuales se aplicaron como entrada sísmica para el análisis dinámico no lineal. Los resultados evidenciaron incrementos en derivas máximas, desplazamientos laterales y concentración de daño en los modelos irregulares, con respuestas estructurales diferenciadas. La irregularidad en planta concentró la demanda en niveles intermedios, mientras que la irregularidad en elevación generó mecanismos tipo piso blando en la base. De la evaluación se concluye que edificaciones con irregularidades estructurales pueden presentar demandas globales de desplazamiento similares a las de configuraciones regulares, pero concentrar la respuesta inelástica y el daño en zonas específicas del sistema estructural.

**Palabras clave:** análisis no lineal dinámico, desempeño sísmico, edificaciones irregulares, modelos *benchmark*, hormigón armado.

## **ABSTRACT**

*This graduation project evaluates the seismic performance of mid-rise reinforced concrete buildings with structural irregularities in plan and elevation using nonlinear time-history analysis based on real seismic records from Ecuador. The objective is to assess the influence of structural irregularity on inelastic response, displacement demands, and damage concentration, under the hypothesis that irregular configurations exhibit seismic performance governed by more critical damage mechanisms when compared to regular buildings. The study is motivated by the high seismic hazard of the country and the need to better understand the inelastic behavior of structural configurations commonly encountered in local practice. The project was developed through three-dimensional numerical modeling of reinforced concrete benchmark buildings with regular and irregular configurations, incorporating material nonlinearity by means of fiber-based plastic hinges. Real seismic records from the 2016 Pedernales earthquake were selected and processed, and subsequently applied as input motions in nonlinear dynamic analyses. The results showed increases in maximum interstory drifts, lateral displacements, and damage concentration in the irregular models, with differentiated structural responses. Plan irregularity led to higher demand concentration at intermediate stories, whereas vertical irregularity triggered soft-story mechanisms at the base. Based on the evaluation, it is concluded that buildings with structural irregularities may exhibit global displacement demands comparable to those of regular configurations, while concentrating inelastic response and damage in specific regions of the structural system.*

**Keywords:** *nonlinear time-history analysis, seismic performance, irregular buildings, benchmark models, reinforced concrete.*

# ÍNDICE GENERAL

<b>RESUMEN</b> .....	<b>I</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>II</b>
<b>ABREVIATURAS</b> .....	<b>V</b>
<b>SIMBOLOGÍA</b> .....	<b>VI</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>VII</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>VIII</b>
<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>1</b>
INTRODUCCIÓN .....	1
1.2 Antecedentes .....	2
1.3 Definición del problema .....	3
1.4 Justificación .....	4
1.5 Objetivos .....	6
1.5.1 Objetivo General .....	6
1.5.2 Objetivos Específicos .....	6
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>7</b>
MARCO CONCEPTUAL .....	7
2.1 Sismicidad del Ecuador y normativa sísmica .....	7
2.2 Estructuras de hormigón armado de mediana altura .....	9
2.3 Modelo <i>benchmark</i> .....	9
2.3.1 Rol del modelo <i>benchmark</i> en estudios comparativos .....	10
2.4 Irregularidad estructural .....	11
2.4.1 Irregularidad según NEC 2015 .....	11
2.4.2 Irregularidad según ASCE 7 .....	13
2.5 Relación entre irregularidad y desempeño sísmico .....	17
2.6 Desempeño sísmico: comportamiento inelástico del hormigón armado .....	18
2.6.1 Concepto de desempeño sísmico .....	18
2.6.2 Diseño basado en desempeño (PBD) .....	19
2.6.3 Estados límite de desempeño .....	20
2.6.3.1 Niveles de desempeño según el ATC 40 .....	20
2.6.3.2 Niveles de desempeño según el ASCE 41-17 .....	21
2.7 Análisis no lineal dinámico .....	21
2.7.1 Concepto general del análisis no lineal dinámico .....	21
2.7.2 Comportamiento no lineal del hormigón armado .....	22
2.7.3 Parámetros de respuesta estructural .....	22
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	<b>23</b>
MARCO METODOLÓGICO .....	23
3.1 Tipo y enfoque de la investigación .....	23
3.2 Alcance metodológico del estudio .....	23
3.3 Casos de estudio .....	24

3.3.1 Descripción del edificio regular .....	25
3.3.2 Descripción del edificio irregular en planta .....	26
3.3.3 Descripción del edificio irregular en elevación .....	27
3.4 Modelación estructural .....	28
3.4.1 Formulación del modelo estructural.....	28
3.4.2 Supuestos generales de modelación.....	28
3.4.3 Representación de la no linealidad estructural .....	29
3.4.3.1 Modelos de rótulas plásticas concentradas.....	29
3.4.3.2 Ubicación y asignación de rótulas.....	30
3.5 Selección y tratamiento de registros sísmicos.....	30
3.5.1 Fuente y criterios de selección .....	30
3.5.2 Tratamiento de los registros sísmicos.....	32
3.6 Parámetros de respuesta considerados.....	34
<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>35</b>
RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	35
4.1 Resultados generales .....	35
4.2 Respuesta sísmica global .....	35
4.2.1 Desplazamientos máximos de techo .....	35
4.2.2 Derivas máximas de entrepiso .....	36
4.3 Respuesta inelástica y concentración de daño .....	38
4.3.1 Formación y distribución de rótulas plásticas .....	38
4.3.2 Concentración del daño según tipo de irregularidad .....	40
4.4 Comparación del desempeño estructural.....	41
4.5 Discusión de resultados .....	42
4.6 Alcances y limitaciones del estudio .....	43
<b>CAPÍTULO 5.....</b>	<b>45</b>
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	45
5.1 Conclusiones .....	45
5.2 Recomendaciones .....	46
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>47</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>50</b>
Anexo A — Registros sísmicos utilizados .....	50
Anexo B — Espectros de respuesta de los registros .....	51
Anexo C — Detalles del modelo estructural.....	52
C.1 Definición de materiales .....	52
C.2 Definición de secciones estructurales .....	54
C.3 Definición de secciones estructurales .....	55
C.4 Definición de la masa sísmica .....	55
C.5 Definición y asignación de rótulas plásticas .....	56

## ABREVIATURAS

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	Applied Technology Council
CEC	Código Ecuatoriano de la Construcción
FEMA	Federal Emergency Management Agency
IG-EPN	Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NLTH	Nonlinear Time History (Análisis dinámico no lineal)
PBD	Performance-Based Design (Diseño basado en desempeño)
RENAC	Red Nacional de Acelerógrafos
SFRS	Seismic Force-Resisting System (Sistema resistente a fuerzas sísmicas)
TIR	Torsional Irregularity Ratio (Índice de irregularidad torsional)
Mw	Magnitud de Momento

## SIMBOLOGÍA

$f'_c$	Resistencia a compresión del hormigón
$f_y$	Límite de fluencia del acero de refuerzo
$E$	Módulo de elasticidad
$m$	Metro
$kN$	Kilonewton
$kN/m^2$	Kilonewton por metro cuadrado
$\Delta$	Desplazamiento lateral
$\Delta_i$	Desplazamiento del entrepiso $i$
$\Theta$	Deriva de entrepiso
$\theta_{max}$	Deriva máxima de entrepiso
$V$	Cortante basal
$M$	Momento flector
$P$	Carga axial
$T_1$	Periodo fundamental de vibración
$\xi$	Relación de amortiguamiento

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Mapa de zonificación sísmica del Ecuador [NEC, 2015].....	7
Figura 2.2 Espectros del terremoto del 16 de abril de 2016 y espectro de diseño de la NEC-2015 [Aguiar, 2017] .....	8
Figura 2.3 Estados límite de desempeño estructural.....	19
Figura 2.4 Esquema del proceso de evaluación del desempeño estructural .....	19
Figura 3.1 Edificaciones de hormigón armado.....	25
Figura 3.2 Configuración geométrica y acero de refuerzo .....	26
Figura 3.3 Variación de la geometría en planta del edificio.....	27
Figura 3.4 Variación en la altura de entrepiso del edificio .....	27
Figura 3.5 Representación de modelo de no linealidad .....	29
Figura 3.6 Registros utilizados como entrada sísmica .....	32
Figura 3.7 Registros de intervalos de tiempo con mayor contenido energético .....	33
Figura 4.1 Envolturas de derivas máximas por entrepiso.....	37
Figura 4.2 Distribución de rótulas plásticas en un pórtico del modelo regular bajo el registro APED_E .....	38
Figura 4.3 Distribución de rótulas plásticas en un pórtico representativo del modelo irregular en planta bajo el registro APED_E .....	39
Figura 4.4 Rótulas plásticas activadas en el modelo irregular en elevación bajo el registro APED_E .....	39
Figura 4.5 Comparación de derivas máximas de entrepiso de los casos de estudio ....	42
Figura B.1 Espectros de respuesta elásticos de los registros sísmicos .....	51
Figura C.1 Definición del material de concreto C250 y sus propiedades mecánicas ....	52
Figura C.2 Definición del comportamiento no lineal del concreto mediante modelo paramétrico .....	52
Figura C.3 Definición del material de acero de refuerzo S450 .....	53
Figura C.4 Definición del comportamiento no lineal del acero de refuerzo .....	53

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Clasificación de irregularidades NEC-2015 .....	11
Tabla 2.2 Irregularidades estructurales horizontales .....	13
Tabla 2.3 Secciones de referencia para irregularidad de torsión horizontal (TIR) tipo 1	15
Tabla 2.4 Irregularidades estructurales verticales .....	16
Tabla 2.5 Niveles de desempeño de edificios ATC 40 .....	20
Tabla 2.6 Niveles de desempeño de edificios ASCE 41-17 .....	21
Tabla 3.1 Resumen de las propiedades de los materiales y cargas consideradas.....	25
Tabla 3.2 Supuestos adoptados de modelación .....	28
Tabla 4.1 Desplazamientos máximos de techo obtenidos del análisis NLTH .....	36
Tabla 4.2 Derivas máximas de entrepiso y pisos críticos .....	36
Tabla 4.3 Síntesis comparativa del desempeño sísmico de los modelos analizados ....	41
Tabla A.1 Registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico no lineal .....	50

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 Introducción del proyecto de investigación

Ecuador es un país expuesto a una amenaza sísmica elevada debido a la interacción de las placas Nazca y Sudamericana, lo que hace que el desempeño real de las edificaciones sea un aspecto crítico para la seguridad de su población. La mayoría de las edificaciones en áreas urbanas del Ecuador son estructuras de hormigón armado, por lo que su respuesta a eventos sísmicos ha sido objeto de análisis, dada la prevalencia de este sistema estructural (Guamán et al., 2024). La expansión acelerada, generalmente sin supervisión normativa, ha resultado en adaptaciones estructurales que generan irregularidades, entre los que se encuentran, construcción de pisos adicionales sin reforzamiento de la estructura existente, variaciones de alturas de entrepiso de nivel a nivel, y configuraciones asimétricas de elementos resistentes (Alcívar et al., 2021). Como resultado, dichas irregularidades comprometen la capacidad de respuesta sísmica, a través de concentraciones de daño y amplificación de la demanda de desplazamiento.

Estudios recientes han mostrado que edificaciones con irregularidades como pisos blandos, reducciones de rigidez o plantas asimétricas presentan un menor desempeño sísmico en comparación con configuraciones regulares. Asimismo, investigaciones posteriores al sismo de 2016, evidenciaron que gran parte de las edificaciones afectadas presentaban justamente irregularidades de este tipo, sobre todo en edificios de uso mixto donde es común la presencia de plantas sin muros interiores destinadas a comercio, bodegas u oficinas (Aguar & Mieles, 2016). De ahí la importancia de evaluar cómo estas irregularidades impactan en el desempeño de los edificios.

A pesar de estos antecedentes, en Ecuador son escasos los estudios sobre la evaluación del desempeño sísmico no lineal de estructuras irregulares. Comúnmente el análisis se realiza utilizando métodos lineales basados en el espectro de la NEC-2015, los cuales no permiten sustraer concentraciones de daño, rótulas plásticas ni mecanismos de colapso en estructuras con características de irregularidad. Del mismo modo, se tienen pocos estudios comparativos en los que se apliquen modelos estandarizados de

referencia (*benchmark*) para generar casos de estudio con configuraciones estructurales que permitan aislar el efecto real de cada tipo de irregularidad en el desempeño estructural.

Este estudio evalúa el desempeño sísmico de edificaciones de hormigón armado de mediana altura, entre 4 y 12 pisos, que presentan irregularidades estructurales en planta y elevación, mediante análisis dinámico no lineal, bajo registros sísmicos ocurridos en Ecuador y modelos de elementos finitos con comportamiento inelástico, a fin de caracterizar el impacto de este tipo de irregularidades en las demandas de desplazamiento, respuesta inelástica y concentración de daño. Del mismo modo, con esta metodología, se pretende aportar información sobre vulnerabilidades en estructuras típicas del país.

En concordancia con este objetivo, el estudio se desarrolla a partir de un enfoque comparativo entre modelos *benchmark* regulares e irregulares (Blasi et al., 2024), definidos como casos de referencia, lo que permite aislar el efecto de cada tipo de irregularidad en la respuesta sísmica global y local de las edificaciones analizadas. El alcance del trabajo se limita a la evaluación del comportamiento estructural bajo acción sísmica, considerando no linealidad de material y efectos geométricos de segundo orden, sin incorporar efectos adicionales como la interacción suelo–estructura. La organización del documento comprende un marco teórico orientado a los conceptos de desempeño sísmico e irregularidades estructurales, seguido de la descripción de la metodología de modelación y análisis, la presentación y discusión de los resultados obtenidos, y finalmente las conclusiones y recomendaciones derivadas del estudio.

## **1.2 Antecedentes**

Durante el último siglo, Ecuador ha sido testigo de eventos sísmicos representativos, entre ellos el terremoto de Esmeraldas en 1906 de magnitud 8.8 Mw, el de Pedernales en 1942 de magnitud 7.8 Mw y el de Muisne en 2016 de magnitud 7.5 Mw, estos alcanzaron intensidades en el rango VI-IX en la escala de Mercallí, variando entre muy fuerte y destructivo.

Debido a la interacción intraplaca que mantienen las placas de Nazca y Sudamericana, Ecuador se convierte en un territorio de alta sismicidad. Estudios recientes sobre sismos ocurridos en esta zona demuestran que los acelerogramas tienen picos altos de aceleraciones y un potencial destructivo mayor con respecto a otros sismos de Sudamérica, esto se debe a efectos combinados con las características del perfil del suelo, los cuales generan amplificaciones dinámicas (Gallegos et al., 2017). Como consecuencia de este fenómeno, los elementos estructurales presentan demandas de deformación superiores a la capacidad de diseño. A esto se suma la metodología de la construcción local que en su mayoría no tiene una adecuada dirección técnica, de ahí que la irregularidad en elevación y en planta de las edificaciones influyen considerablemente en los valores de desplazamiento y derivas (Blasi et al., 2024).

Aguiar & Mieles (2016) mencionan que los edificios con irregularidades estructurales construidos previo a la NEC-2015 son los que presentaron mayor vulnerabilidad sísmica durante el terremoto de 2016, debido a inestabilidad lateral producida por efectos  $P - \Delta$ , en especial, cuando no poseen elementos rígidos (como muros de corte) ni la capacidad para disipar energía.

Actualmente, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) propone criterios de análisis elástico lineal que funcionan para estructuras con una configuración geométrica regular; sin embargo, para estructuras irregulares puede resultar conservador, dado que este método no permite especificar adecuadamente la concentración de esfuerzos, deformaciones inelásticas, ni efectos torsionales (Vielma et al., 2021).

### **1.3 Definición del problema**

El suelo ecuatoriano está localizado en una de las zonas con mayor actividad sísmica en el mundo: el cinturón de fuego del Pacífico. En las últimas décadas, terremotos como el de Pedernales en 2016 dejaron en evidencia la vulnerabilidad de algunas estructuras, especialmente edificaciones de hormigón armado con configuraciones estructurales irregulares. Estas construcciones son bastante frecuentes en el contexto ecuatoriano, puesto que por motivos funcionales o arquitectónicos tienden a mostrar cambios de dimensiones, tanto en planta como en elevación, lo que conlleva a una distribución no uniforme de rigideces y masas.

En la práctica local, el diseño sismorresistente de las edificaciones de hormigón se lo realiza conforme los criterios propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 2015). Esta norma contiene procedimientos de análisis lineal, como el análisis modal espectral y análisis estático equivalente. Sin embargo, los espectros del último sismo de gran magnitud en Ecuador mostraron la insuficiencia de los métodos lineales comunes y la exigencia de aplicar análisis no lineal para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras (Aguiar & Mieles, 2016).

Investigaciones como las de Meral et al. (2024) han demostrado que el análisis lineal, tiene limitaciones significativas cuando se aplica en estructuras con irregularidades, dado que arroja estimaciones inverosímiles del desempeño y demanda sísmica. Si bien se han realizado estudios enfocados en la irregularidad y evaluación de vulnerabilidad sísmica de estructuras, son pocos los que plantean de manera integral el comportamiento inelástico de edificios.

Por lo expuesto anteriormente, se plantea una investigación que evidencie la respuesta inelástica de edificios irregulares de hormigón armado, mediante análisis no lineal dinámico utilizando espectros sísmicos de Ecuador, con la finalidad de identificar los parámetros de desempeño más críticos y evaluar cómo las irregularidades afectan al comportamiento global de la estructura.

#### **1.4 Justificación**

Ecuador se encuentra expuesto a una amenaza sísmica importante, por lo que es necesario conocer el comportamiento real de las estructuras frente a este tipo de eventos. La práctica local, la literatura técnica y estudios realizados luego del sismo de 2016 en el país, evidencian que las irregularidades más frecuentes en edificaciones de hormigón armado son la irregularidad por piso blando, que está asociada a plantas bajas abiertas y, la irregularidad en planta, que está relacionada con distribuciones asimétricas de los elementos.

Aguiar & Mieles, (2016) mencionan que, durante el terremoto de 2016, las edificaciones con mayor vulnerabilidad sísmica fueron aquellas que tuvieron usos combinados, es decir, las que estuvieron destinadas a oficinas, comercios y bodegas. Esta concepción

de uso permitió que se modifique la configuración estructural de los edificios, de modo que generó patrones de irregularidad. La recurrencia de dichas modificaciones en las ciudades ecuatorianas muestra la importancia de realizar una evaluación con mayor profundidad.

“La mayoría de los códigos sísmicos se basan en modelos lineales con estimaciones simplificadas de la demanda no lineal y se consideran una solución aceptable” (Miranda, 1993; ACI, 2002; Eurocódigo 8, 2005; TEC, 2007 citado en Meral et al., (2024), p. 2). En nuestro país, se utilizan estos códigos de diseño, debido a que proporcionan un marco metodológico experimentado, por lo que se han tomado como referencia para la adaptación al contexto nacional. Sin embargo, cabe indicar que el análisis lineal, método habitual en la etapa de diseño de las edificaciones, subestima los efectos que ocurren bajo cargas dinámicas durante terremotos fuertes (Meral et al., 2024).

Por tanto, resulta pertinente aplicar el análisis no lineal dinámico para evaluar el desempeño sísmico de estructuras irregulares de hormigón armado en el contexto ecuatoriano, donde la gran parte de edificaciones presenta características de irregularidad. Con ello, se aporta a la resiliencia sísmica y a la seguridad de los asentamientos humanos, tal como lo propone la Organización de las Naciones Unidas en sus Objetivos de Desarrollo Sostenible.

Por último, los resultados de esta investigación pueden ser utilizados por ingenieros estructurales dedicados al diseño y evaluación de estructuras sismorresistentes, puesto que presenta información específica del comportamiento sísmico de estructuras irregulares de hormigón armado. De igual manera, puede ser de utilidad para entidades encargadas del control y revisión de proyectos, al ofrecer una referencia técnica de análisis no lineal dinámico enfocado a estructuras con configuraciones habituales en la práctica local ecuatoriana.

## **1.5 Objetivos**

### **1.5.1 Objetivo General**

Evaluar el desempeño sísmico de edificios *benchmark* de hormigón armado de mediana altura con diferentes configuraciones de irregularidad estructural, a través de análisis no lineal dinámico basado en registros sísmicos de Ecuador, para la caracterización del impacto de la irregularidad en las demandas de desplazamiento, respuesta inelástica y concentración de daño estructural.

### **1.5.2 Objetivos Específicos**

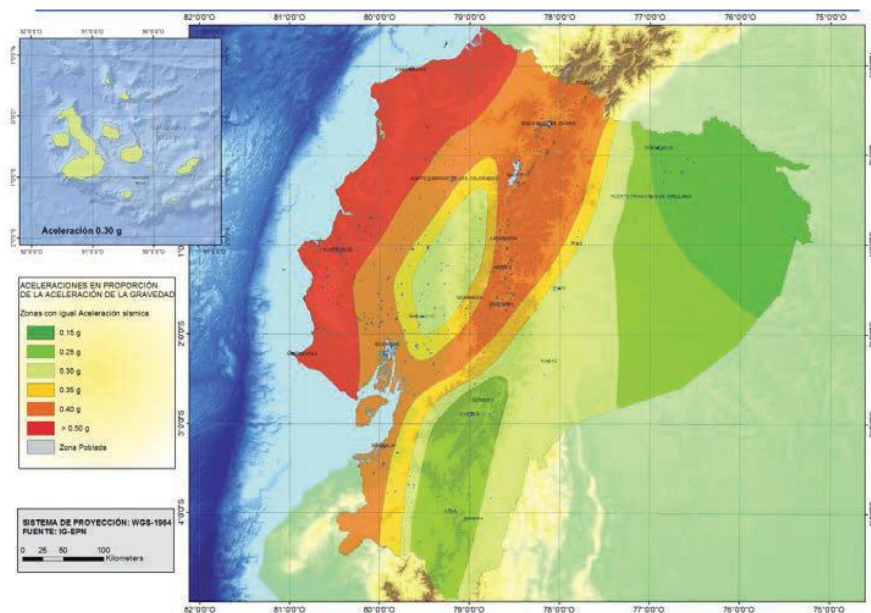
1. Desarrollar modelos tridimensionales de edificios *benchmark* de hormigón armado, con configuraciones regular e irregulares, incorporando no linealidades geométricas y de material, para su análisis comparativo bajo excitación sísmica.
2. Implementar registros sísmicos reales de Ecuador mediante optimización utilizando el método de Arias para aplicación en análisis no lineal dinámico de los modelos estructurales.
3. Aplicar el análisis no lineal dinámico a cada modelo estructural, bajo los registros sísmicos seleccionados, para la obtención de parámetros de respuesta estructural.
4. Evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones de estudio a partir de derivadas, demandas inelásticas, rotaciones plásticas y concentración de daño, para la identificación del efecto de cada tipo de irregularidad en la respuesta sísmica.

# CAPÍTULO 2

## MARCO CONCEPTUAL

### 2.1 Sismicidad del Ecuador y normativa sísmica

La sismicidad del Ecuador es la consecuencia directa de un proceso de subducción de alta actividad entre las placas de Nazca y Sudamericana. La dinámica entre estas placas genera ciclos de acumulación y liberación de energía sísmica que experimenta el país, convirtiéndolo en una región de alta peligrosidad sísmica. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) establece que la subducción constituye “la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador” y que este fenómeno se compone de un sistema complejo de fallas corticales superficiales que afectan a diferentes zonas del país, especialmente la región andina y áreas de transición hacia la costa.

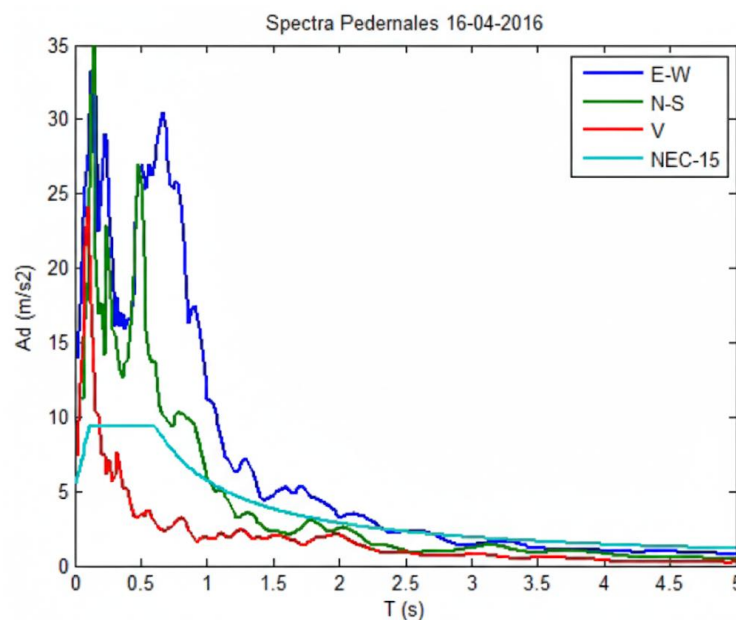


**Figura 2.1 Mapa de zonificación sísmica del Ecuador [NEC, 2015]**

La NEC-2015 divide al Ecuador en seis zonas sísmicas, con valores de factor de zona ( $Z$ ) entre 0.15 y  $\geq 0.50$ , como lo indica la figura 2.1, lo que refleja niveles de peligro que van desde intermedia hasta muy alta. Para dicha zonificación se llevó a cabo un estudio de peligro sísmico en el que se consideró una probabilidad de excedencia del 10% en un lapso de 50 años, periodo de retorno de 475 años, donde se establece que la aceleración máxima en roca para la zona VI presenta una saturación de 0.50 g. Aunque los estudios de peligro sísmico indican aceleraciones mayores en la zona VI, la norma

adoptó un valor de 0.50 g lo que se convierte en una limitación relevante al evaluar estructuras bajo demandas sísmicas más realistas.

Aguiar (2017) evidencia que, en el terremoto de Pedernales de 2016, los acelerogramas superaron ampliamente los valores mínimos normativos en periodos cortos y medios, y señala que los espectros reales fueron hasta tres veces mayores que los de la NEC-2015 en ciertos rangos de periodo, como se indica en la figura 2.2.



**Figura 2.2 Espectros del terremoto del 16 de abril de 2016 y espectro de diseño de la NEC-2015 [Aguiar, 2017]**

Semblantes (2015), por su parte, muestra que la actualización a la NEC-2015 incrementó la demanda sísmica respecto al CEC-2001, especialmente en edificaciones de mediana altura, lo cual responde a una mejor caracterización del peligro real del país. Sin embargo, Beauval et al. (2018) señalan que la sismicidad ecuatoriana está marcada por la subducción y fallas corticales activas, lo que produce un escenario de amenaza sísmica complejo y altamente variable.

Los estudios presentados, demuestran la importancia de incorporar registros sísmicos reales en la evaluación estructural, sobre todo para edificios con irregularidades o puntos de concentración de demanda. La normativa actual y la investigación reciente coinciden en que Ecuador enfrenta un peligro sísmico elevado y heterogéneo, lo que valida el uso de espectros adaptados regionalmente y registros reales en análisis estructurales.

## **2.2 Estructuras de hormigón armado de mediana altura**

Los edificios de hormigón de mediana altura normalmente tienen entre 4 y 12 niveles, su configuración estructural está compuesta por pórticos y en algunos casos se incorporan muros o núcleos para formar sistemas duales. En este tipo de edificaciones, la distribución de rigidez y masa suele estar controlada por el primer modo de vibración; aunque no son tan rígidas como las estructuras bajas ni tan flexibles como los edificios altos, el estado intermedio les proporciona un comportamiento dinámico particular dentro del rango de altura considerado (Moehle, 2015).

En edificios de mediana altura, en el rango de 8 a 12 pisos, a medida que se incrementa la cantidad de niveles, el periodo fundamental también aumenta, en consecuencia, se tienen mayores desplazamientos laterales y efectos  $P-\Delta$ . Según Haselton et al. (2007), este rango coincide con la zona de máxima demanda espectral, mientras que al mismo tiempo la capacidad de deriva disminuye con la altura, reduciendo de esta forma el margen de seguridad frente al colapso. En ese sentido, se puede decir que en este tipo de edificios existe mayor probabilidad de colapso en los primeros niveles, debido a la exigencia del comportamiento dinámico.

Tanto el análisis como los ensayos experimentales expuestos muestran que los edificios de hormigón armado de mediana altura tienen un comportamiento característico. Aunque pueden desarrollar desplazamientos laterales importantes, estos no se reparten de forma uniforme a lo largo de la altura, sino que suelen concentrarse en los primeros pisos. Asimismo, se ven afectados a cambios en la rigidez vertical y a efectos torsionales, puesto que su respuesta depende en gran medida del periodo fundamental del sistema.

## **2.3 Modelo *benchmark***

En el ámbito de la ingeniería estructural y, particularmente, en la ingeniería sísmica, el término modelo *benchmark* se utiliza para describir una edificación con características geométricas, mecánicas y de material previamente establecidas, que sirve como referencia para el estudio y comparación del comportamiento estructural bajo determinadas condiciones de carga (Ohtori et al., 2004). A diferencia de un modelo desarrollado para fines de diseño específico, un *benchmark* no persigue la optimización de una solución estructural, sino la generación de una base controlada que permita

evaluar de manera consistente el efecto de variables particulares sobre la respuesta global de la estructura.

Múltiples estudios han adoptado el uso de edificios *benchmark* como una estrategia para analizar el desempeño sísmico de sistemas estructurales, con el fin de reducir la influencia de factores externos asociados con el proceso de diseño o a la modelación. En este sentido, Haselton et al. (2008) emplean un edificio de hormigón armado diseñado con base en normativas modernas como referencia para evaluar su desempeño sísmico y establecer comparaciones bajo distintos niveles de demanda, donde señala que el uso de un modelo *benchmark* facilita la identificación de los mecanismos de respuesta estructural.

De manera similar, en estudios orientados a la evaluación comparativa de métodos de análisis, estrategias de control sísmico o configuraciones estructurales, los modelos *benchmark* han sido utilizados como plataformas comunes de análisis, sobre las cuales es posible introducir modificaciones controladas sin alterar la coherencia del sistema de referencia. Este enfoque ha sido adoptado tanto en investigaciones sobre edificaciones de hormigón armado como en estudios desarrollados para otros sistemas estructurales, con el propósito de reducir la dispersión de resultados y establecer criterios comparativos consistentes entre distintos modelos y herramientas de análisis (Ohtori et al., 2004; Cattari & Magenes, 2022; Elias et al., 2019).

### **2.3.1 Rol del modelo *benchmark* en estudios comparativos**

En estudios comparativos de comportamiento sísmico, el uso de un modelo *benchmark* permite establecer una base común de análisis para contrastar distintas configuraciones estructurales bajo condiciones equivalentes, manteniendo constantes las propiedades esenciales del sistema. La utilización de modelos *benchmark* facilita la identificación de variaciones en la respuesta estructural atribuibles exclusivamente a cambios en la configuración geométrica o en la distribución de rigidez y masa, y resulta particularmente adecuada en investigaciones orientadas a la evaluación del desempeño sísmico, donde el interés principal no radica en la verificación normativa individual, sino en la comprensión del comportamiento relativo y de los mecanismos que gobiernan la respuesta estructural frente a la acción sísmica (Ohtori et al., 2004; Haselton et al., 2008).

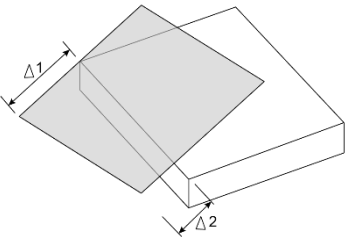
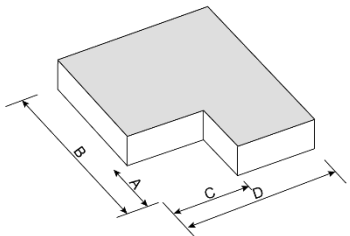
## 2.4 Irregularidad estructural

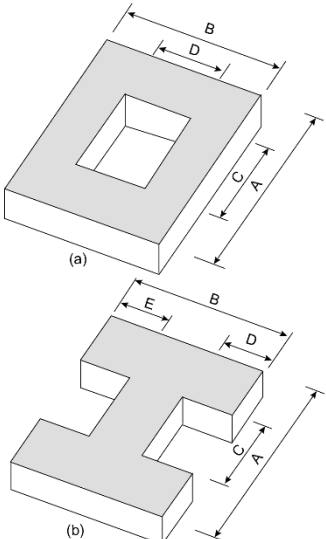
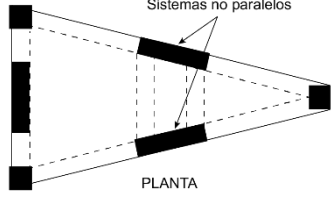
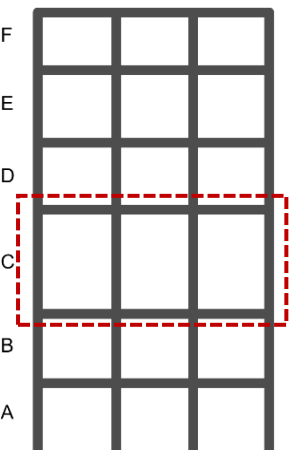
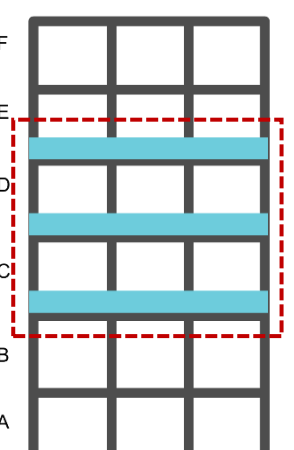
### 2.4.1 Irregularidad según NEC 2015

La normativa sísmica de Ecuador señala que la configuración geométrica y la distribución de rigidez y masa intervienen en la forma en que una edificación responde a un movimiento sísmico. Por esta razón, la NEC-2015, clasifica las irregularidades en dos grupos principales: irregularidades en planta y en elevación, que a su vez tienen diferentes subtipos. La norma menciona que cualquier tipo de irregularidad se debe identificar en la etapa de diseño de la edificación, dado que pueden originar concentraciones de derivas, mecanismos de piso blando y efectos torsionales.

Pese a que la norma agrega coeficientes de penalización a estas configuraciones, advierte que la aplicación de estos no asegura el desempeño adecuado de la estructura, por lo que recomienda evitar las irregularidades siempre que sea posible. A continuación, se describen las irregularidades establecidas formalmente por la NEC-2015.

**Tabla 2.1 Clasificación de irregularidades NEC-2015**

Clasificación	Tipo de irregularidad	Criterio normativo	Representación
En planta	Irregularidad torsional	Deriva máxima $> 1.2 \times$ deriva promedio del piso	
	Retrocesos excesivos en las esquinas	Entrantes mayores al 15 % de la dimensión en esa dirección	

	<p>Discontinuidades en el sistema de piso</p>	<p>Aberturas o variaciones de rigidez &gt; 50 % del área o cambios abruptos</p>	
	<p>Ejes estructurales no paralelos</p>	<p>Sistemas resistentes no alineados con ejes ortogonales principales</p>	
<p>En elevación</p>	<p>Piso flexible</p>	<p>Resistencia del piso &lt; 70 % de la del piso inmediato superior</p>	
	<p>Distribución de masa</p>	<p>Masa de un piso &gt; 50 % de la masa de un piso adyacente</p>	

	Irregularidad geométrica	Dimensión del sistema resistente $> 1.3 \times$ la del piso contiguo	
--	--------------------------	--	--

### 2.4.2 Irregularidad según ASCE 7

La American Society of Civil Engineers (ASCE 7, 2022) exige evaluar la configuración estructural, a fin de identificar que la distribución de los elementos de la propuesta no presente algún tipo de irregularidad. Al igual que la normativa ecuatoriana, la ASCE señala que el desempeño sísmico de la edificación puede estar comprometida cuando tiene algún tipo de irregularidad. Para ello propone tablas de clasificación, en las cuales expone el tipo de irregularidad, criterios de identificación, límites y efectos en el diseño.

El código enfatiza que las irregularidades tienen implicaciones directas en el diseño, ya que activa restricciones y requisitos adicionales cuando la estructura muestra torsión excesiva, entrantes pronunciados en planta, discontinuidades en diafragmas, entre otras. En ciertos casos si las estructuras se encuentran ubicadas en categorías sísmicas altas, el uso de algunas irregularidades incluso puede estar restringido.

**Tabla 2.2 Irregularidades estructurales horizontales**

Tipo	Descripción	Sección de referencia	Categoría de diseño sísmico Aplicación
1.	<p><b>Irregularidad torsional:</b> Irregularidad torsional, definida como aquella que existe cuando:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Más del 75 % de la resistencia lateral de cualquier piso por debajo del diafragma se proporciona en o</li> </ul>	<p>Tabla 12.3-1a, 12.3.3.5, 12.5.1.2 12.7.3 12.8.4.3 12.8.6</p>	<p>B, C, D, E, F C, D, E, F B, C, D, E, F C, D, E, F C, D, E, F B, C, D, E, F</p>

	<p>sobre un lado del centro de masa,</p> <p>o</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• El índice de irregularidad torsional (TIR) supera 1.2.</li> </ul> <p>La resistencia lateral del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a los sismos que comparten el esfuerzo cortante del piso para la dirección considerada.</p>	16.3.4	
2.	<p><b>Irregularidad de esquina reentrante:</b> Irregularidad de esquina reentrante, definida como aquella en la que ambas proyecciones en planta de la estructura más allá de una esquina reentrante son superiores al 20 % de la dimensión en planta de la estructura en la dirección dada.</p>	12.3.3.5	D, E, F
3.	<p><b>Irregularidad por discontinuidad del diafragma:</b> Irregularidad por discontinuidad del diafragma, definida como aquella que existe cuando hay un diafragma con una discontinuidad o variación brusca en la rigidez, incluyendo aquellos que tienen un recorte o área abierta superior al 25 % del área total del diafragma cerrado, o un cambio en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 % de un piso a otro.</p>	12.3.3.5	D, E, F
4.	<p><b>Irregularidad por desplazamiento fuera del plano:</b> La irregularidad por desplazamiento fuera del plano se define como aquella que existe cuando hay una discontinuidad en una trayectoria de resistencia a fuerzas laterales, como un desplazamiento fuera del plano de al menos uno de los elementos verticales.</p>	12.3.3.5 12.3.3.5 12.7.3 16.3.4	B, C, D, E, F D, E, F B, C, D, E, F B, C, D, E, F
5.	<p><b>Irregularidad del sistema no paralelo:</b> La irregularidad del sistema</p>	12.5.3 12.5.4	C, D, E, F B, C, D, E, F

	no paralelo se define como aquella que existe cuando los elementos verticales de resistencia a las fuerzas laterales no son paralelos a los ejes ortogonales principales del sistema de resistencia a las fuerzas sísmicas.	12.7.3 16.3.4	B, C, D, E, F
--	---	------------------	---------------

**Tabla 2.3 Secciones de referencia para irregularidad de torsión horizontal (TIR) tipo 1**

<b>Irregularidad torsional horizontal (TIR)</b>	<b>Categoría de diseño sísmico</b>	<b>Sección de referencia</b>	<b>Descripción</b>
>1.2 <sup>b</sup>	B, C, D, E, F	15.4.1  16.3.4  17.2.2  18.2.3.2	Inclusión de torsión accidental en estructuras no edificables no similares a edificios. Desplazamiento de masa en el análisis de historial de respuesta no lineal. Irregularidades en edificios con aislamiento sísmico. Aplicabilidad del procedimiento de fuerza lateral equivalente para estructuras con sistemas de amortiguación.
	C, D, E, F D, E, F	12.7.3 12.5.4 12.8.4.2 y 12.8.4.3 12.8.6	Uso de modelo analítico 3D. Uso de combinaciones de carga ortogonales. Inclusión de torsión accidental amplificada. La deriva de piso, para efectos de compararla con los límites de deriva, calcular el P-Delta y verificar la compatibilidad de deformaciones, debe calcularse en el borde con la mayor deriva.
	D, E, F	12.3.3.4	Amplificación de la fuerza de diseño para colectores, sus conexiones y conexiones de diafragmas a colectores o elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas (SFRS).
>1.4	B, C, D, E, F D, E, F D, E, F	18.2.1.1  12.2.5.4  12.5.4	Carga sísmica mínima en la base para estructuras con sistemas de amortiguación. No se permite el aumento de los límites de altura estructural para determinados sistemas. Uso de combinaciones de cargas ortogonales. Incluir torsión accidental.

		12.8.4.2	
>1.4 en ambas direcciones	D, E, F	12.3.4.2.1	Criterios para establecer el factor de redundancia = 1.3.
>1.6	D, E, F	12.9.1.5	Restricciones en el uso del desplazamiento de masa para la torsión accidental en el análisis del espectro de respuesta modal.

**Tabla 2.4 Irregularidades estructurales verticales**

<b>Tipo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Sección de referencia</b>	<b>Categoría de diseño sísmico Aplicación</b>
1a.	<b>Irregularidad de rigidez – piso blando:</b> Se considera que existe una irregularidad de rigidez – piso blando cuando hay un nivel (piso) en el que la rigidez lateral es menor al 70 % de la rigidez del nivel inmediatamente superior o menor al 80 % de la rigidez promedio de los tres niveles superiores.	-	-
1b.	<b>Irregularidad de rigidez – piso extremadamente blando:</b> Se considera que existe una irregularidad de rigidez – piso extremadamente blando cuando hay un nivel (piso) en el que la rigidez lateral es menor al 60 % de la rigidez del nivel inmediatamente superior o menor al 70 % de la rigidez promedio de los tres niveles superiores.	12.3.3.1	E, F
2.	<b>Irregularidad geométrica vertical:</b> Se considera que existe una irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cualquier nivel (piso) es mayor al 130 % de la correspondiente en un nivel adyacente.	-	-
3.	<b>Irregularidad por discontinuidad en el plano de un elemento vertical resistente</b>	12.3.3.4 12.3.3.5	B, C, D, E, F D, E, F

	<p><b>a fuerzas laterales:</b> Se considera que existe esta irregularidad cuando hay un desplazamiento (desalineación) en el plano de un elemento vertical del sistema resistente a fuerzas sísmicas, lo que genera demandas de volcamiento en los elementos estructurales que lo soportan.</p>		
4a.	<p><b>Irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral – piso débil:</b> Se considera que existe una irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral – piso débil cuando la resistencia lateral de un nivel (piso) es menor que la del nivel inmediatamente superior. La resistencia lateral del piso corresponde a la resistencia lateral total de todos los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas que resisten el cortante de ese nivel en la dirección considerada.</p>	12.3.3.1	E, F
4b.	<p><b>Irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral – piso extremadamente débil:</b> Se considera que existe una irregularidad por discontinuidad en la resistencia lateral – piso extremadamente débil cuando la resistencia lateral de un nivel (piso) es menor al 65 % de la del nivel inmediatamente superior. La resistencia lateral del piso corresponde a la resistencia lateral total de todos los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas que resisten el cortante de ese nivel en la dirección considerada.</p>	12.3.3.1 12.3.3.2 12.3.3.3	E, F D B, C

## 2.5 Relación entre irregularidad y desempeño sísmico

La presencia de irregularidades estructurales en planta y en elevación influye de manera significativa en el desempeño sísmico de las edificaciones, debido a la alteración en la distribución de rigidez, masa y resistencia a lo largo del sistema estructural. Estas discontinuidades generan concentraciones de demanda sísmica, amplificación de

derivas y efectos torsionales que no se presentan, o lo hacen de forma limitada, en estructuras con configuraciones regulares. En particular, las irregularidades en elevación, como pisos blandos o cambios abruptos de rigidez, tienden a concentrar deformaciones inelásticas en niveles específicos, favoreciendo la formación prematura de rótulas plásticas y reduciendo la capacidad global de disipación de energía. Por su parte, las irregularidades en planta producen respuestas torsionales que incrementan la demanda en elementos perimetrales, lo que puede derivar en daños localizados y comportamientos no previstos por métodos de análisis simplificados. Diversos estudios han demostrado que estas condiciones conducen a un desempeño sísmico inferior, especialmente bajo demandas severas, evidenciando que la evaluación del comportamiento inelástico mediante análisis no lineales resulta esencial para una estimación realista de la vulnerabilidad estructural de edificaciones irregulares.

## **2.6 Desempeño sísmico: comportamiento inelástico del hormigón armado**

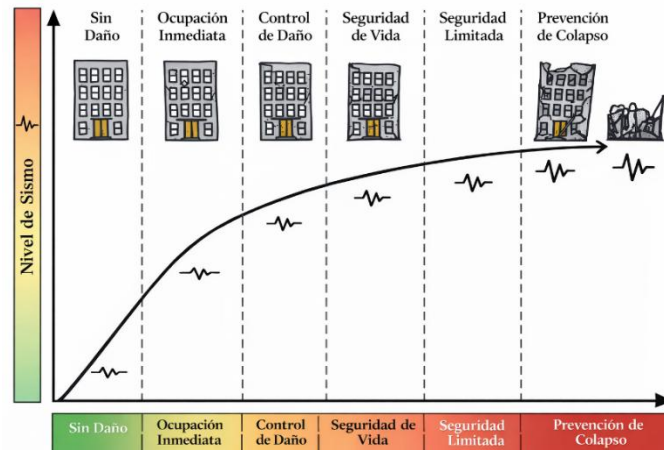
El comportamiento de una estructura de hormigón armado durante un sismo no puede analizarse solamente desde la elasticidad, debido a que la demanda aumenta de manera que los elementos empiezan a fisurarse y a perder rigidez, se desarrollan rótulas plásticas y la capacidad resistente cambia. Comprender el cambio del comportamiento elástico al inelástico es lo que define el desempeño sísmico de un edificio; a partir de ello, se puede evaluar la vulnerabilidad y estimar la capacidad de deformación ante eventos severos.

### **2.6.1 Concepto de desempeño sísmico**

El desempeño sísmico de una estructura se define como la capacidad de esta para responder ante demandas sísmicas sin alcanzar el riesgo de colapso, manteniendo niveles permisibles de daño de los elementos estructurales y funcionalidad luego del evento sísmico. Dicha capacidad se evalúa a través de variables como desplazamientos, rotaciones plásticas, concentración de daño y degradación de rigidez y resistencia.

De acuerdo con FEMA 356, el desempeño sísmico se analiza mediante emparejamientos entre un Nivel de Peligrosidad Sísmica (Sección 1.6) y un Nivel de Desempeño Estructural (Sección 1.5), para evaluar el comportamiento de la estructura bajo diferentes escenarios sísmicos.

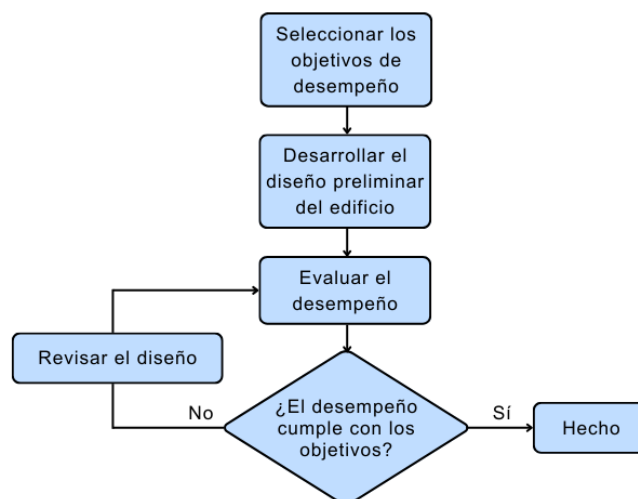
Asimismo, el ASCE 41-17 establece que el desempeño sísmico se representa por medio de estados límite de desempeño estructural (ocupación segura, daño controlado, prevención de colapso) en base a niveles de amenaza sísmica, para la evaluación de la vulnerabilidad estructural, como indica la figura 2.3.



**Figura 2.3 Estados límite de desempeño estructural**

### 2.6.2 Diseño basado en desempeño (PBD)

Como se mencionó en el apartado anterior, el desempeño sísmico representa la capacidad de respuesta de una estructura ante demandas sísmicas. Según FEMA 445, dicho desempeño se evalúa mediante un proceso iterativo que inicia con la definición de objetivos de desempeño. Cada objetivo establece el riesgo aceptable de experimentar niveles de daño de tipo estructural y no estructural, y sus consecuencias asociadas para un nivel específico de peligrosidad sísmica.



**Figura 2.4 Esquema del proceso de evaluación del desempeño estructural**

Asimismo, FEMA 445 menciona que el proceso de verificación del desempeño sísmico se basa en simulaciones numéricas de la respuesta estructural bajo cargas sísmicas, las

cuales pueden tener múltiples magnitudes e intensidades. Para el análisis de demandas sísmicas, se aplican métodos de análisis no lineales, iterativos que definen correctamente el comportamiento inelástico de la estructura, hasta alcanzar los objetivos de desempeño establecidos.

### 2.6.3 Estados límite de desempeño

La definición de estados límite especifica el nivel de daño que tiene una estructura a partir de cierto nivel de demanda sísmica, lo cual permite establecer la evaluación del desempeño sísmico. Por lo tanto, estos estados límite permiten determinar lo que se espera de la edificación durante y después de un sismo, de modo que su comportamiento pueda compararse con criterios cuantitativos de seguridad, funcionalidad y prevención de colapso.

#### 2.6.3.1 Niveles de desempeño según el ATC 40

Los niveles de desempeño propuestos por el ATC-40 describen cómo se comporta un edificio ante un sismo, considerando tanto el daño estructural como el no estructural en un solo criterio. En la siguiente tabla se resumen estos niveles de acuerdo con la capacidad de uso, la seguridad y la estabilidad del edificio después del evento sísmico.

**Tabla 2.5 Niveles de desempeño de edificios ATC 40**

Nivel	Nombre	Descripción
1-A	Operacional	Estructura prácticamente sin daño y sistemas no estructurales totalmente funcionales; el edificio permanece operativo inmediatamente después del sismo.
2-B	Ocupación inmediata	Daño estructural leve y funcionamiento parcial; el edificio es seguro para ocupar, aunque puede requerir reparaciones menores en componentes no estructurales.
3-C	Seguridad de vida	Daño estructural y no estructural significativo, pero con estabilidad suficiente para evitar el colapso; permite la evacuación segura, pero el edificio no es utilizable.
5-E	Prevención de colapso	Daño severo generalizado con deformaciones extremas; el edificio mantiene solo la resistencia mínima para no colapsar, sin posibilidad de uso posterior.

### 2.6.3.2 Niveles de desempeño según el ASCE 41-17

De acuerdo con el ASCE 41-17, los niveles de desempeño describen la condición real del edificio después de un sismo, incluyendo el daño estructural, el daño no estructural y la capacidad de funcionamiento post-sismo. Los principales niveles definidos por la norma se resumen a continuación.

**Tabla 2.6 Niveles de desempeño de edificios ASCE 41-17**

<b>Nivel</b>	<b>Nombre</b>	<b>Descripción</b>
<b>1-A</b>	<b>Operacional</b>	El edificio presenta daño mínimo o nulo en componentes estructurales y no estructurales. Permanece apto para uso inmediato, aunque algunos servicios esenciales pueden operar mediante fuentes de respaldo.
<b>1-B</b>	<b>Ocupación inmediata</b>	Se permite daño estructural mínimo y daño menor en componentes no estructurales. El edificio es seguro para reocupar inmediatamente después del sismo, aunque algunos sistemas pueden no estar plenamente funcionales.
<b>3-C</b>	<b>Seguridad de vida</b>	El edificio puede experimentar daño estructural y no estructural significativo, pero mantiene suficiente capacidad para evitar el colapso. No es apto para ser utilizado después del sismo, pero permite la evacuación segura.
<b>5-D</b>	<b>Prevención de colapso</b>	Corresponde al nivel extremo tolerado: hay daño severo tanto en elementos estructurales como no estructurales y deformaciones muy grandes. El edificio mantiene la resistencia mínima necesaria para no colapsar, pero no es seguro ni funcional.

## 2.7 Análisis no lineal dinámico

### 2.7.1 Concepto general del análisis no lineal dinámico

En el análisis estructural, el término no lineal se refiere a modelos donde la relación entre fuerzas y deformaciones no mantiene proporcionalidad conforme incrementa la demanda, debido a la aparición de efectos como fisuración, plastificación o degradación de rigidez. A diferencia del análisis lineal que tiene propiedades constantes, el análisis no lineal considera que la estructura cambia mientras se deforma.

De acuerdo con Priestley et al. (2007), el análisis dinámico no lineal es un procedimiento que modela explícitamente cómo responde una estructura bajo cargas sísmicas cíclicas cuando comienza a deformarse plásticamente. El análisis captura la disipación de energía que acompaña estas deformaciones, permitiendo evaluar no solo la resistencia inicial del edificio, sino su capacidad efectiva para deformarse y absorber la energía del sismo.

### **2.7.2 Comportamiento no lineal del hormigón armado**

El comportamiento no lineal del hormigón armado se muestra cuando las solicitaciones sísmicas superan el rango elástico de los materiales, dando lugar a fisuración del hormigón, fluencia del acero de refuerzo y degradación progresiva de rigidez y resistencia. Este comportamiento está asociado a la formación de rótulas plásticas en elementos estructurales, las cuales permiten la disipación de energía mediante deformaciones inelásticas controladas. La adecuada representación de estas no linealidades resulta importante para estimar con mayor realismo la capacidad de deformación y el desempeño sísmico global de las estructuras. En este contexto, los modelos no lineales permiten capturar mecanismos de daño que no son considerados en análisis lineales convencionales.

### **2.7.3 Parámetros de respuesta estructural**

Los parámetros de respuesta estructural permiten cuantificar el comportamiento sísmico de una edificación frente a acciones dinámicas severas y constituyen la base para la evaluación del desempeño estructural. Entre los principales parámetros se incluyen las derivas de entrepiso, los desplazamientos laterales, el cortante basal y las demandas inelásticas en los elementos estructurales. Estos indicadores reflejan la distribución de daño, la capacidad de disipación de energía y el cumplimiento de niveles de desempeño establecidos. Su análisis es importante para comparar configuraciones estructurales y evaluar la influencia de irregularidades en el comportamiento global del sistema.

# CAPÍTULO 3

## MARCO METODOLÓGICO

### 3.1 Tipo y enfoque de la investigación

La presente investigación es de tipo aplicada, puesto que se orienta al estudio del comportamiento sísmico de edificaciones reales mediante el uso de herramientas de modelación y análisis estructural, con el propósito de evaluar el desempeño sísmico y caracterizar la respuesta estructural de edificaciones de hormigón armado. El enfoque adoptado es cuantitativo (Creswell, 2014; Hernández Sampieri et al., 2014), dado que el estudio se basa en el análisis numérico de modelos estructurales y en la interpretación de parámetros de respuesta obtenidos a partir de simulaciones computacionales, tales como derivas, demandas globales y niveles de daño estructural.

Respecto al nivel de investigación, esta se considera descriptiva-comparativa (Hernández Sampieri et al., 2014). Se analiza la respuesta sísmica de edificios de hormigón armado de mediana altura y se contrasta el comportamiento estructural entre configuraciones regulares e irregulares, utilizando registros sísmicos de Ecuador.

El método general empleado se fundamenta en el análisis no lineal dinámico mediante modelación computacional, utilizando software estructural especializado. La evaluación del desempeño sísmico se realiza sobre modelos estructurales idealizados, considerando la acción de registros sísmicos reales y siguiendo metodologías típicamente empleadas en la ingeniería estructural (Chopra, 2020).

### 3.2 Alcance metodológico del estudio

El estudio se enfoca en el análisis del desempeño sísmico de edificios de hormigón armado de mediana altura mediante la aplicación de un análisis no lineal dinámico. Para este fin, se examinan tres edificios *benchmark* que fueron escogidos de trabajos de investigación previamente publicados y que constituyen configuraciones estructurales comunes: un edificio regular, uno con irregularidad en planta y otro con irregularidad en elevación.

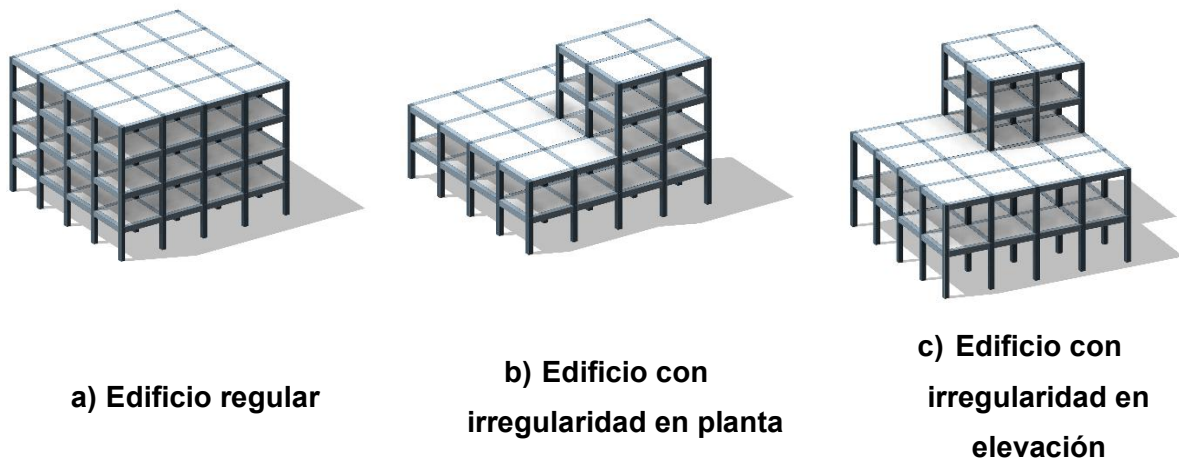
Las edificaciones analizadas son edificios de hormigón armado con sistema estructural aporticado, los cuales se modelan como estructuras tridimensionales completas. El análisis sísmico se realiza considerando el comportamiento del edificio en su conjunto, y no de pórticos individuales, además se emplean diafragmas de piso tipo rígido para representar el comportamiento global de cada nivel.

La geometría, las secciones estructurales, la disposición del refuerzo y las cargas gravitacionales se toman como base del estudio de referencia propuesto por (Blasi et al., 2024), con el fin de mantener la coherencia de la estructura *benchmark*.

El alcance de esta investigación se limita a la aplicación de análisis no lineal dinámico (NLTH), orientado a la evaluación de la respuesta inelástica global de las edificaciones bajo registros sísmicos de Ecuador. Dentro de este estudio no se abordan aspectos relacionados con el diseño y detallado del refuerzo, la verificación normativa elemento por elemento, la evaluación del comportamiento de elementos no estructurales ni la propuesta de medidas de reforzamiento sísmico. Por lo tanto, los resultados se emplean con fines comparativos del comportamiento estructural de los modelos analizados.

### **3.3 Casos de estudio**

A continuación, se presentan los casos de estudio considerados en esta investigación, correspondientes a edificaciones de hormigón armado de mediana altura con distintas configuraciones estructurales. Los modelos analizados se basan en edificaciones *benchmark* propuestas por Blasi et al. (2024), las cuales incluyen configuraciones regulares e irregulares tanto en planta como en elevación. En los apartados siguientes se describen las características de cada edificio, junto con sus materiales estructurales.



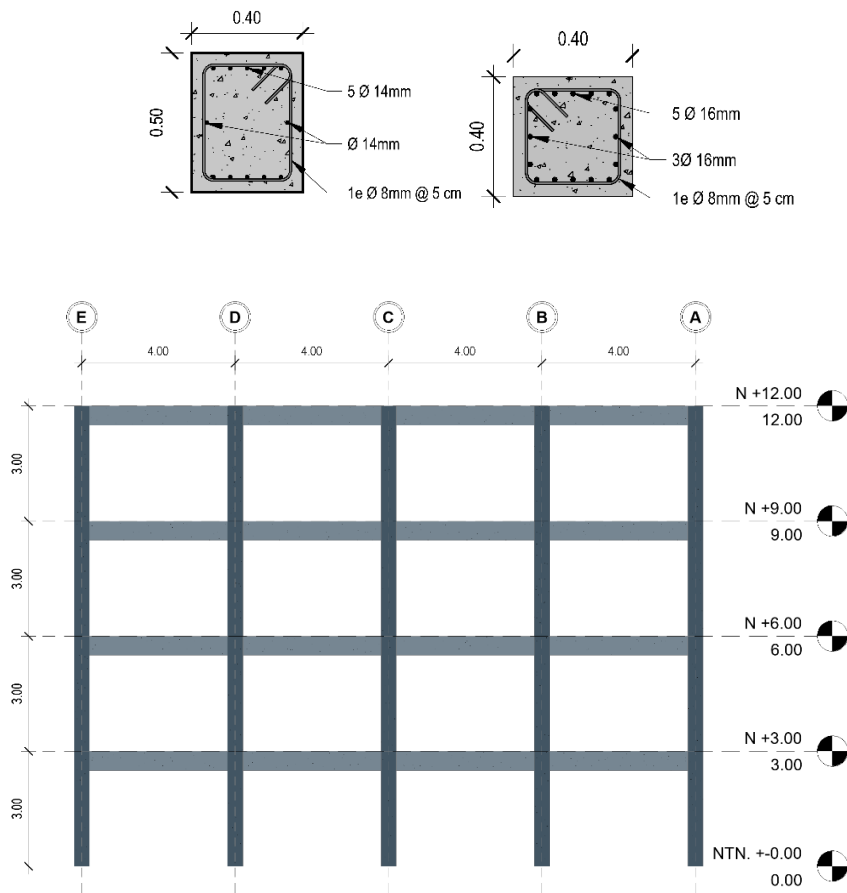
**Figura 3.1 Edificaciones de hormigón armado**

### 3.3.1 Descripción del edificio regular

El primer caso de estudio corresponde a un edificio regular de hormigón armado, el cual se usa como estructura de referencia para la evaluación del desempeño sísmico. La edificación está compuesta por cuatro niveles y presenta una configuración simétrica tanto en planta como en elevación, con una disposición estructural regular de cuatro vanos de 4m de luz en cada dirección principal y una altura de entrepiso constante a lo largo de la edificación. Las propiedades de los materiales y las cargas consideradas se resumen en la tabla 3.1, mientras que la configuración geométrica y el acero de refuerzo del edificio se ilustra en la figura 3.2.

**Tabla 3.1 Resumen de las propiedades de los materiales y cargas consideradas**

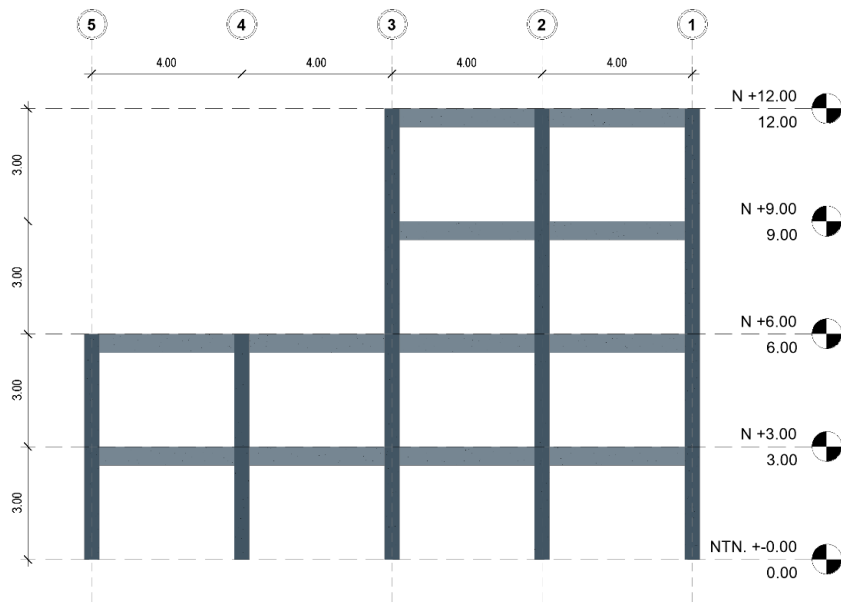
Ítem	Descripción	Valor
Resistencia a compresión del hormigón	$f_c$	25 MPa
Límite de fluencia del acero de refuerzo	$f_y$	450 MPa
Sistema estructural	Pórticos sismorresistentes de hormigón armado (pórticos a momento)	
Tipo de losa / diafragma	Losa maciza de hormigón armado con comportamiento de diafragma rígido	
Carga muerta adoptada	D	7.46 kN/m <sup>2</sup>
Carga viva adoptada	L	2.0 kN/m <sup>2</sup>



**Figura 3.2 Configuración geométrica y acero de refuerzo**

### **3.3.2 Descripción del edificio irregular en planta**

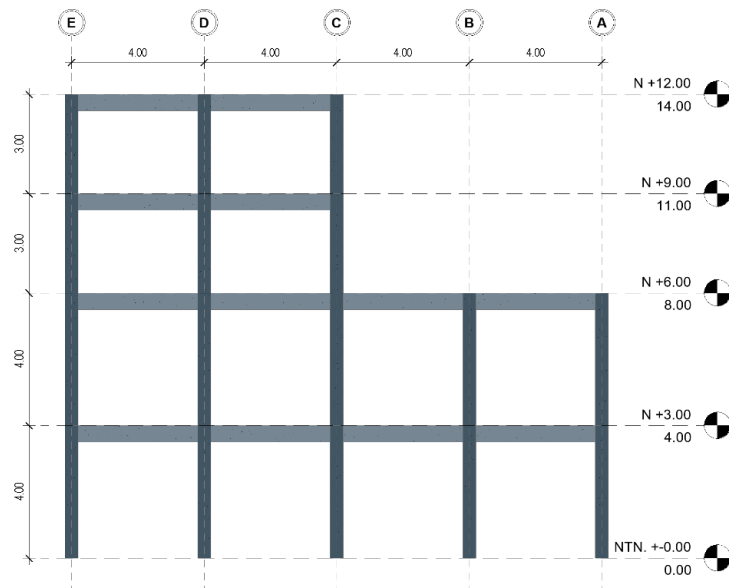
El segundo caso de estudio corresponde a un edificio de hormigón armado con irregularidad en planta, que mantiene el mismo número de niveles y el mismo sistema estructural que el edificio regular. Sin embargo, la edificación presenta una variación en la geometría en planta a lo largo de la altura, con dos niveles que conservan una disposición de cuatro vanos por dirección y dos niveles con una configuración reducida de dos vanos por dirección, como se indica en la figura 3.3. La altura de entrepiso y la luz de los vanos se mantiene constante en todos los niveles. Las propiedades de los materiales y las cargas consideradas son las mismas que las definidas para el edificio regular.



**Figura 3.3 Variación de la geometría en planta del edificio**

### 3.3.3 Descripción del edificio irregular en elevación

El tercer caso de estudio corresponde a un edificio de hormigón armado con irregularidad en elevación, el cual mantiene la misma configuración que el edificio irregular en planta. La irregularidad vertical se introduce mediante una variación en la altura de entrepiso, presentando los dos primeros niveles una altura distinta a la de los dos niveles superiores, como se indica en la figura 3.4.



**Figura 3.4 Variación en la altura de entrepiso del edificio**

### 3.4 Modelación estructural

#### 3.4.1 Formulación del modelo estructural

El modelo estructural se define a partir de una representación tridimensional completa de los edificios. Los elementos verticales y horizontales se idealizan como elementos viga-columna con los que se simula el comportamiento axial y flexional de las vigas y columnas de hormigón armado. Para la representación de las losas se emplean elementos tipo membrana, que se utilizan generalmente para la transmisión de cargas gravitacionales hacia los demás elementos estructurales, asimismo, para cada piso se asume un comportamiento de diafragma rígido que mantiene los desplazamientos iguales en planta y distribuye las fuerzas laterales.

La masa de cada piso se define combinando el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, como lo sugiere la NEC-2015; mientras que en la base se adoptan empotramientos con fundación rígida, despreciando la interacción suelo-estructura, dado que el estudio se enfoca en la evaluación del desempeño sísmico global del edificio sin entrar en el análisis detallado de la fundación. El comportamiento no lineal se representa mediante modelos constitutivos que reproducen el agrietamiento del hormigón y la degradación de rigidez de los elementos estructurales, sin necesidad de reducciones empíricas de rigidez inicial.

#### 3.4.2 Supuestos generales de modelación

El modelo estructural adopta supuestos coherentes con el estudio de referencia para evaluar el comportamiento sísmico global de los edificios. Dichas suposiciones simplifican la geometría, la distribución de masas y las condiciones dinámicas, conservando la consistencia con el modelo de referencia. La tabla 3.2, resume las suposiciones realizadas para esta investigación.

**Tabla 3.2 Supuestos adoptados de modelación**

<b>Criterio de modelación</b>	<b>Supuesto adoptado</b>
Geometría	Sin imperfecciones ni desalineaciones
Excentricidades accidentales	No consideradas
Distribución de masa	Uniforme por piso (diafragmas rígidos)
Comportamiento estructural	Elástico–inelástico (flexión dominante)
Elementos no estructurales	Sin aporte de rigidez ni resistencia lateral
Interacción suelo–estructura	No considerada

Efectos P-Δ	Considerados
Amortiguamiento $\xi$	Rayleigh, 5 % del crítico
Nivel de análisis	Desempeño sísmico global

### 3.4.3 Representación de la no linealidad estructural

#### 3.4.3.1 Modelos de rótulas plásticas concentradas

La no linealidad estructural se representa mediante un modelo de no linealidad concentrada en zonas críticas, a través de rótulas tipo fibra asignadas a los elementos estructurales (figura 3.5). Con este esquema se modela el comportamiento inelástico de vigas y columnas en función de la interacción axial-flexional, considerando materiales no lineales para el hormigón y el acero de refuerzo. De este modo, durante el análisis dinámico no lineal se desarrollan de forma progresiva los efectos del agrietamiento del hormigón, la fluencia del acero y la degradación de rigidez, sin recurrir a reducciones empíricas de la rigidez inicial.

El modelo considera respuesta no lineal a flexión en vigas y columnas, mediante rótulas definidas en términos de los esfuerzos P-M2-M3. No se incluyen mecanismos explícitos de falla frágil por cortante, puesto que el análisis se enfoca en mecanismos de respuesta predominantemente dúctiles.

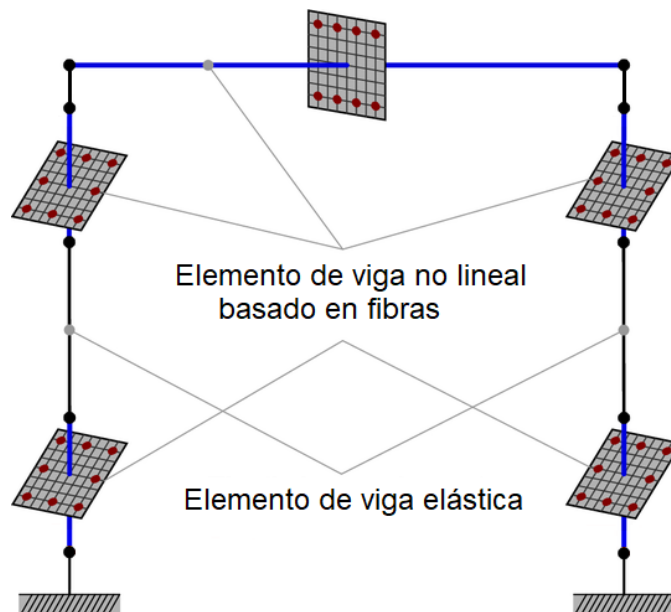


Figura 3.5 Representación de modelo de no linealidad

### **3.4.3.2 Ubicación y asignación de rótulas**

Las zonas no lineales se concentran en los extremos de vigas y columnas, donde se espera la mayor demanda inelástica bajo la acción sísmica. La respuesta no lineal se establece de manera localizada mediante rótulas tipo fibra, sin definir de forma explícita una longitud de zona inelástica, debido a que el comportamiento inelástico queda implícito en la formulación constitutiva adoptada para las secciones.

Si bien el estudio de referencia incorpora mecanismos adicionales de falla por cortante en columnas, en el presente trabajo estos efectos no se consideran de forma explícita. El análisis se orienta a la evaluación de la respuesta sísmica global y a la identificación de mecanismos dominantes de flexión, sin incorporar complejidades adicionales asociadas a fallas frágiles.

## **3.5 Selección y tratamiento de registros sísmicos**

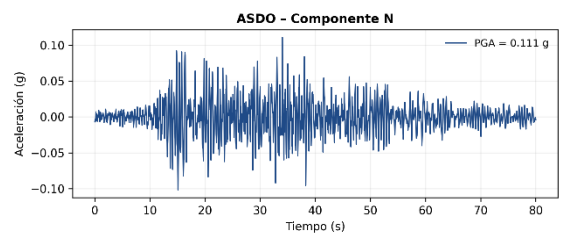
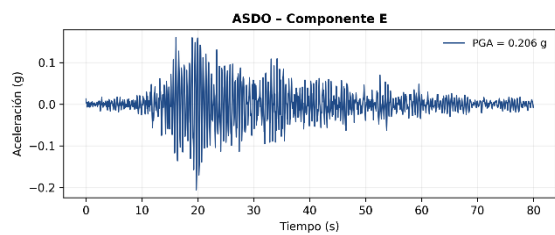
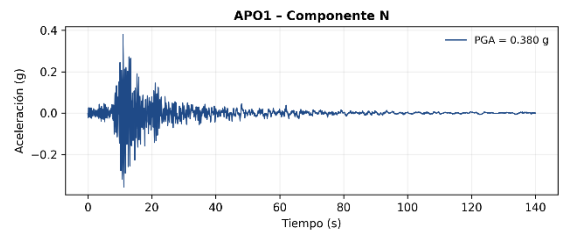
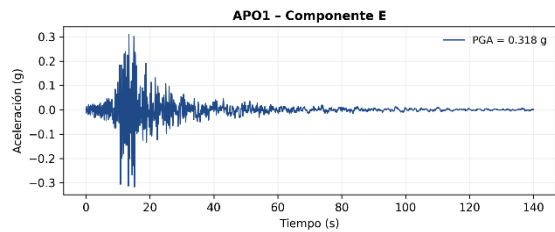
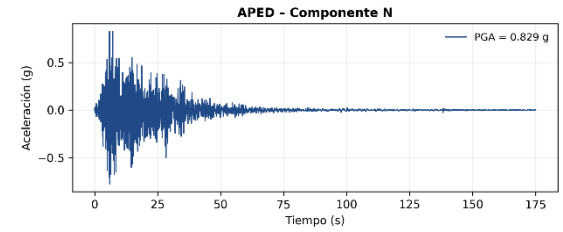
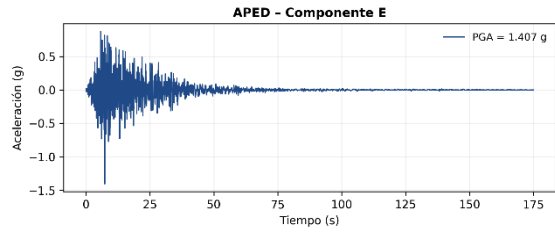
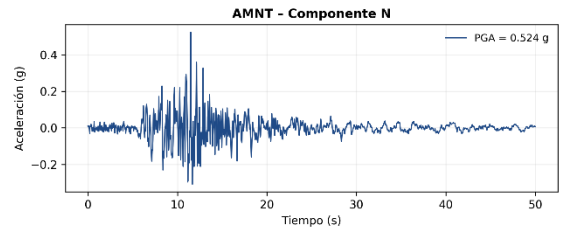
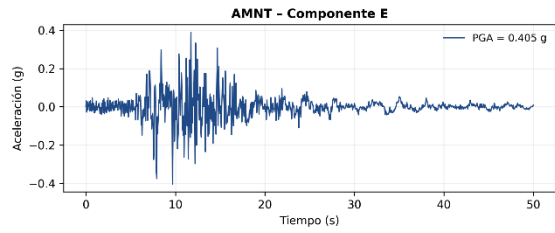
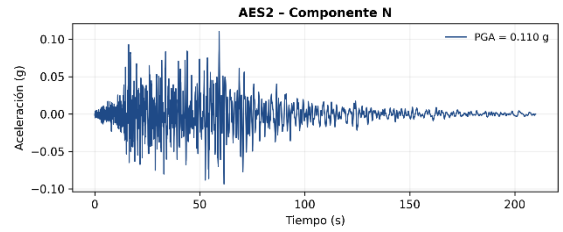
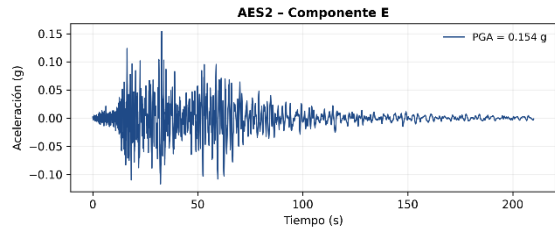
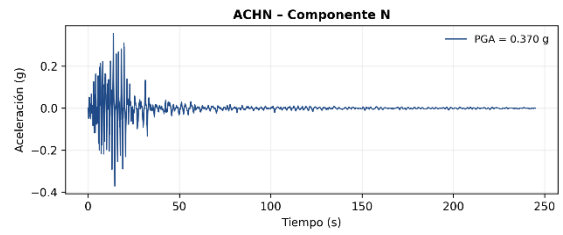
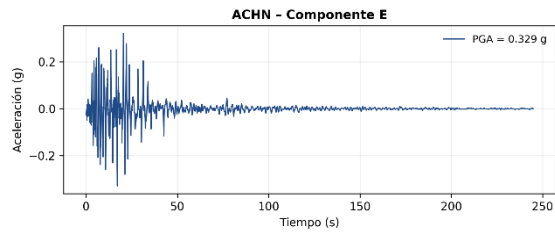
### **3.5.1 Fuente y criterios de selección**

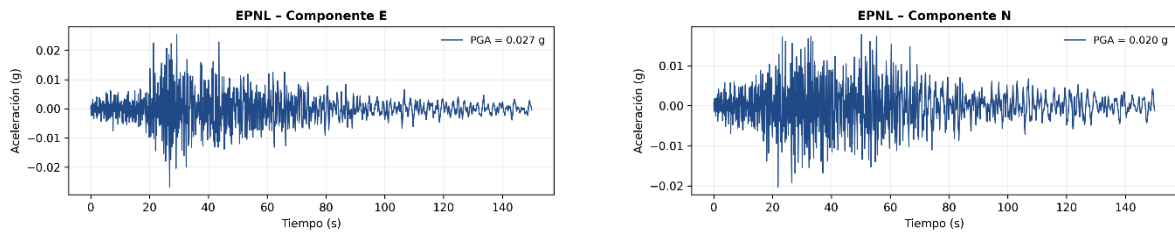
Para el análisis no lineal dinámico se utilizan registros sísmicos reales del terremoto de Pedernales de 2016 (Mw 7.8), un evento de subducción representativo del peligro sísmico en Ecuador. Los acelerogramas se obtuvieron del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG-EPN), a través de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC), y corresponden a registros de aceleración del movimiento del suelo captados en distintas estaciones del país.

Se seleccionaron registros de siete estaciones sísmicas, para ello se consideró: la magnitud del evento, el mecanismo de la fuente, la distancia a la ruptura y su representatividad dentro del contexto sísmico ecuatoriano. La elección de estaciones ubicadas a diferentes distancias y con distintas condiciones locales refleja la variabilidad espacial del sismo, aspecto de importancia para la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras analizadas.

Cada estación aporta dos componentes horizontales del movimiento sísmico, correspondientes a las direcciones N–S y E–W, dando lugar a un total de catorce registros utilizados como entrada sísmica en los análisis (figura 3.6). No se considera la

componente vertical, de acuerdo con el alcance del estudio y con prácticas habituales en evaluaciones de respuesta estructural a nivel global.



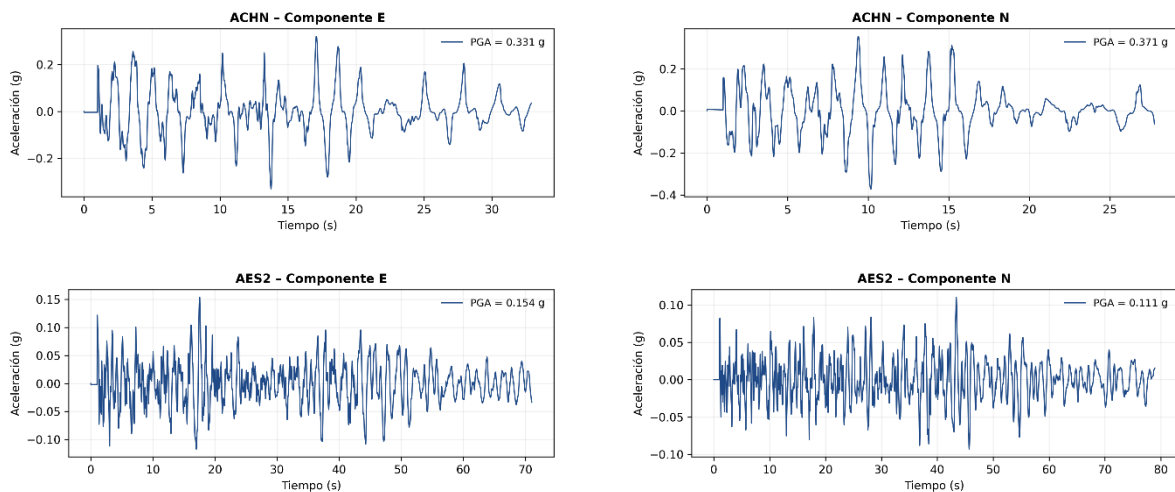


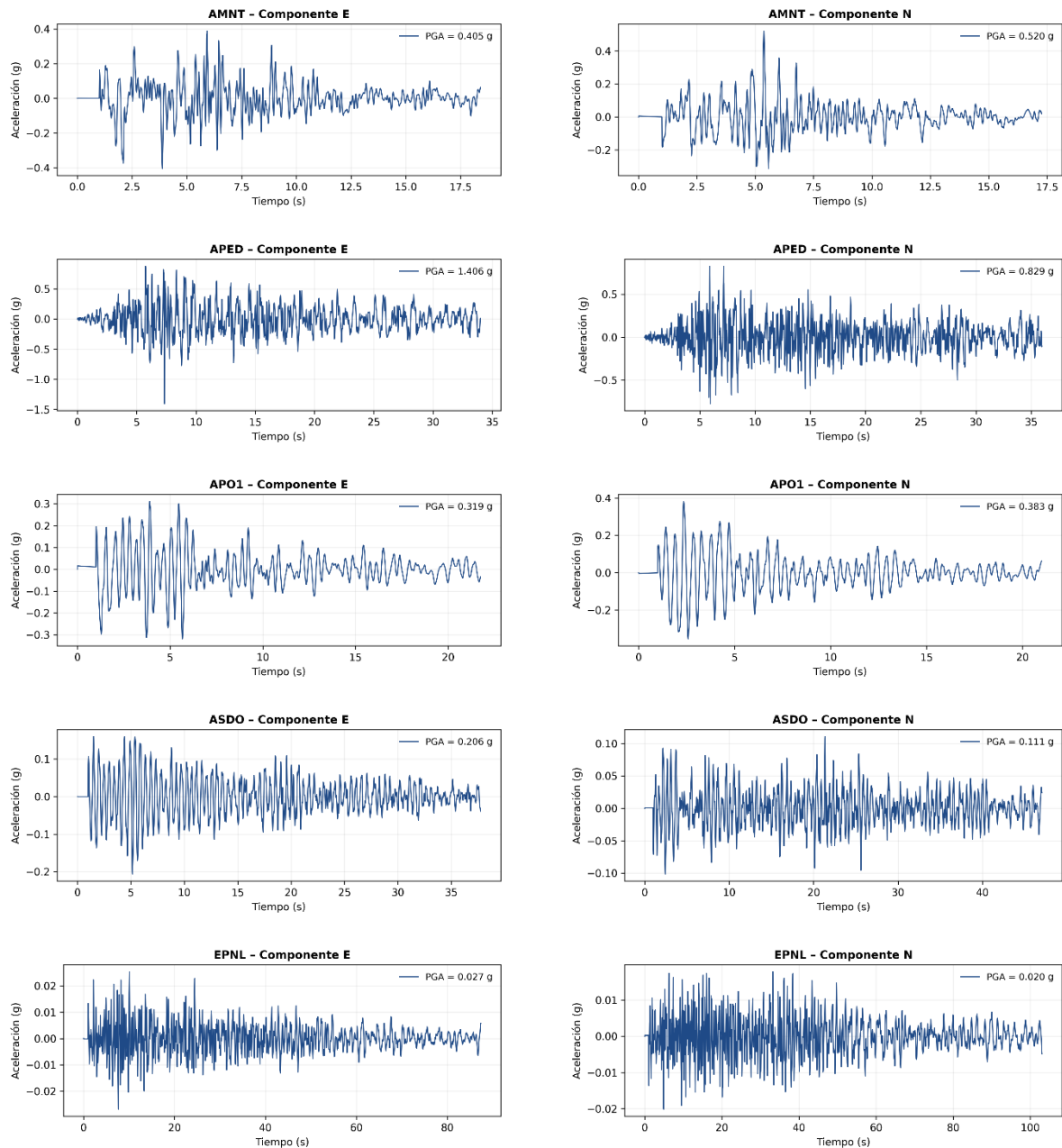
**Figura 3.6 Registros utilizados como entrada sísmica**

### 3.5.2 Tratamiento de los registros sísmicos

Previo a su aplicación en el análisis no lineal dinámico, los registros sísmicos fueron sometidos a un proceso de corrección por línea base, con el objetivo de eliminar desplazamientos residuales no físicos y verificar una correcta estabilidad numérica del análisis. Es preciso señalar que no se aplicaron procedimientos adicionales de eliminación de tendencias ni filtrado, puesto que los registros presentaron una calidad suficiente para su uso directo en el estudio.

Los registros tampoco fueron sometidos a procesos de escalamiento, dado que el propósito de la investigación no es el diseño estructural ni la verificación normativa frente a un espectro objetivo, sino el análisis de la respuesta sísmica bajo movimientos reales del contexto ecuatoriano. Para establecer la duración efectiva del movimiento sísmico considerado en el análisis, se adoptó el criterio de Arias (1970), el cual permite identificar el intervalo de tiempo con mayor contenido energético del registro (figura 3.7).





**Figura 3.7 Registros de intervalos de tiempo con mayor contenido energético**

Adicionalmente, se revisó el contenido espectral de los registros sísmicos empleados para evaluar su concordancia con los períodos dominantes de las estructuras. En el rango de interés, aproximadamente entre 0.4 y 0.6 segundos, para un amortiguamiento del 5%, se observó que la mayoría de los registros presentaba ordenadas espectrales con amplitudes relevantes, aunque con cierta variabilidad entre componentes. La variabilidad observada es propia del uso de registros sísmicos reales sin escalamiento y resulta coherente con el enfoque comparativo del estudio, que no persigue una evaluación frente a una demanda normativa.

### **3.6 Parámetros de respuesta considerados**

El análisis del comportamiento sísmico de las edificaciones se basa en la evaluación de parámetros de respuesta obtenidos a partir del análisis no lineal dinámico. El estudio se enfoca en la respuesta estructural global de los modelos analizados, sin realizar una verificación normativa elemento por elemento ni una evaluación detallada del desempeño a nivel local.

Los parámetros de respuesta considerados incluyen, principalmente, las derivas máximas de entrepiso y los desplazamientos laterales globales, así como historias de respuesta seleccionadas que permiten describir el comportamiento dinámico de las estructuras bajo los registros sísmicos aplicados. Estos parámetros se utilizan con un enfoque comparativo, con el fin de analizar las diferencias en la respuesta estructural entre las distintas configuraciones consideradas.

# CAPÍTULO 4

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1 Resultados generales

En este capítulo se presentan los resultados del análisis no lineal dinámico aplicado a los casos de estudio, dicho análisis se enfoca en la respuesta sísmica global y el comportamiento inelástico de edificios de hormigón armado, de mediana altura, con diferentes configuraciones, evidenciando cómo las irregularidades en planta y en elevación afectan el desempeño estructural.

El estudio comprende tres modelos: uno regular que sirve como referencia, uno con irregularidades en planta y otro con irregularidades en elevación. Se aplicó análisis no lineal tiempo–historia a todos los modelos con registros sísmicos de Ecuador para registrar la respuesta inelástica y las demandas estructurales durante el sismo. Se caracterizó la respuesta usando parámetros globales y locales: desplazamientos máximos de techo, derivas máximas de entrepiso y distribución de la respuesta inelástica a lo largo de la altura.

Los resultados se organizan en tres secciones: la respuesta sísmica global con desplazamientos y derivas máximas, la respuesta inelástica y concentración del daño, y finalmente una comparación del desempeño entre los modelos.

### 4.2 Respuesta sísmica global

#### 4.2.1 Desplazamientos máximos de techo

Como medida de la respuesta sísmica global, se evaluaron los desplazamientos máximos de techo obtenidos a partir del análisis no lineal. En la tabla 4.1 se presentan los valores máximos registrados en las direcciones principales para los tres modelos estructurales analizados, considerando en cada caso el mayor valor obtenido entre los distintos registros sísmicos.

**Tabla 4.1 Desplazamientos máximos de techo obtenidos del análisis NLTH**

Caso de estudio	Desplazamiento de techo, max X (m)	Registro crítico	Desplazamiento de techo, max Y (m)	Registro crítico
Regular	0.1848	APED_E_BL	0.1197	APED_N_BL
Irregular en planta	0.2498	APED_E_BL	0.1565	APED_N_BL
Irregular en elevación	0.1992	APED_E_BL	0.1516	ACHN_N_BL

A partir de estos resultados, se observa una respuesta diferenciada entre las configuraciones estudiadas. El modelo regular presenta los menores desplazamientos globales, mientras que el modelo irregular en planta concentra las mayores demandas en ambas direcciones. Por su parte, el modelo irregular en elevación muestra un comportamiento intermedio, con desplazamientos superiores a los del modelo de referencia, pero inferiores a los observados en el caso irregular en planta.

#### 4.2.2 Derivas máximas de entrepiso

La respuesta sísmica a nivel de entrepiso se evaluó mediante las derivas máximas obtenidas del análisis no lineal tiempo–historia. La tabla 4.2 presenta, para cada modelo y dirección principal, el valor máximo de deriva registrado entre los distintos niveles y los registros sísmicos analizados, junto con la identificación del piso en el que se localiza la demanda crítica.

**Tabla 4.2 Derivas máximas de entrepiso y pisos críticos**

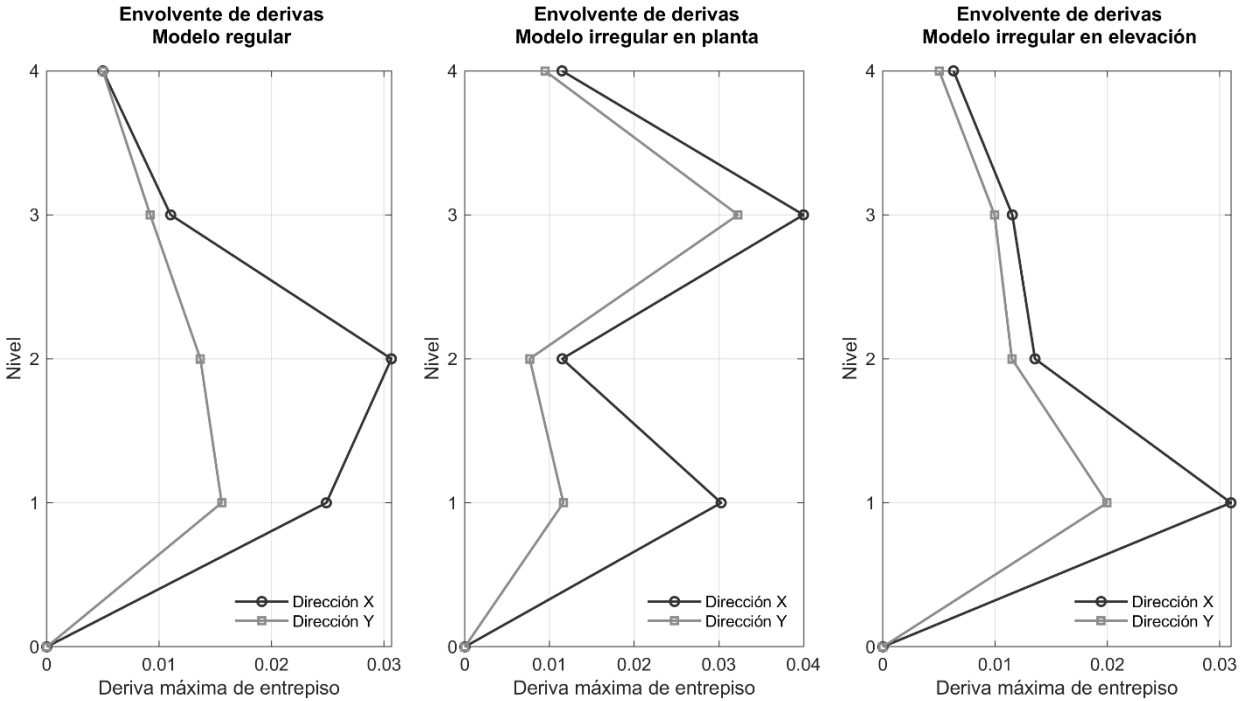
Caso de estudio	Dirección	Deriva máxima $\theta$ Max	Piso crítico	Registro crítico
Regular	X	0.0306	Nivel 2	APED_E_BL
Regular	Y	0.0156	Nivel 1	ACHN_N_BL
Irregular en planta	X	0.0400	Nivel 3	APED_E_BL
Irregular en planta	Y	0.0323	Nivel 3	APED_N_BL
Irregular en elevación	X	0.0310	Nivel 1	APED_E_BL
Irregular en elevación	Y	0.0200	Nivel 1	ACHN_N_BL

En el modelo regular, la demanda de deriva no se concentra en un solo nivel, sino que se distribuye entre los pisos inferiores e intermedios, como se resume en la tabla 4.2 y

en la figura 4.1. Esta tendencia sugiere una respuesta relativamente uniforme a lo largo de la altura del edificio.

En el caso del modelo irregular en planta, la respuesta es distinta. La envolvente de derivas evidencia una mayor concentración de la demanda en los niveles intermedios, especialmente en el tercer piso, tanto en la dirección X como en la dirección Y. Además, se aprecia una mayor variabilidad de la respuesta entre pisos, lo que contrasta con el comportamiento observado en el modelo regular.

Por otro lado, el modelo irregular en elevación presenta una concentración clara de la deriva máxima en el primer nivel (tabla 4.2; figura 4.1). La respuesta está dominada por los pisos inferiores y la demanda disminuye progresivamente hacia los niveles superiores. A partir de las envolventes de derivas se observan diferencias en la distribución de la demanda en altura según el tipo de irregularidad. En la irregularidad en planta la deformación no se reparte de forma uniforme entre los niveles, mientras que en la irregularidad en elevación la mayor demanda se concentra en los pisos inferiores.



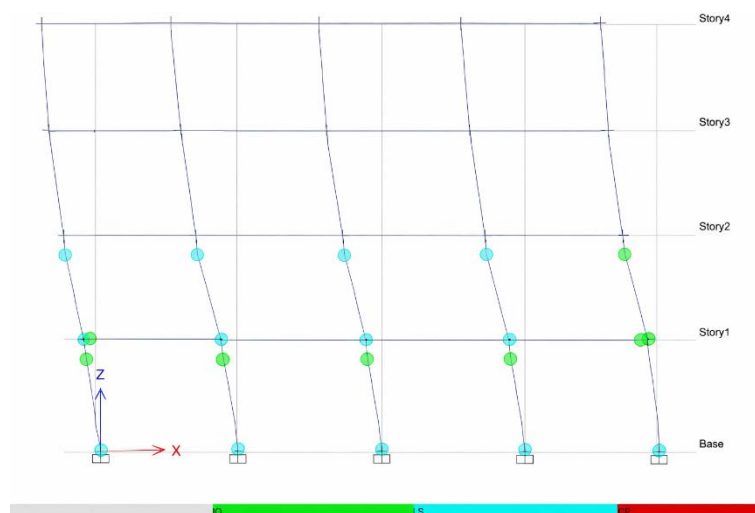
**Figura 4.1 Envolventes de derivas máximas por entrepiso**

### 4.3 Respuesta inelástica y concentración de daño

#### 4.3.1 Formación y distribución de rótulas plásticas

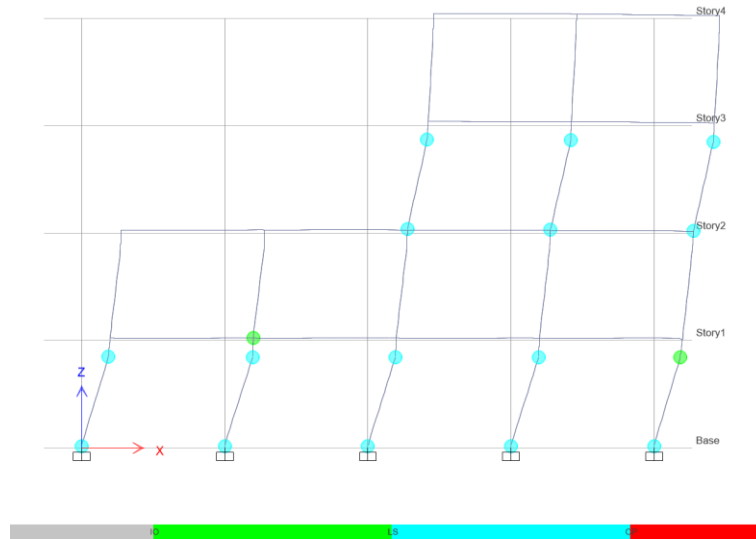
Para evaluar la respuesta inelástica de las estructuras se analizó el estado máximo alcanzado por las rótulas plásticas tipo fibra durante el análisis no lineal tiempo–historia. En cada modelo se consideraron únicamente aquellas rótulas que alcanzaron estados de daño relevantes, correspondientes a los niveles IO–LS y LS–CP. A partir de estos estados se describe la localización del daño y su distribución a lo largo de la altura de la edificación, sin abordar el comportamiento cíclico individual de cada rótula.

En el modelo regular, las rótulas que alcanzan estados inelásticos se distribuyen en distintos niveles de la estructura, con una mayor presencia en los pisos inferiores e intermedios. No se observa una concentración clara del daño en un piso específico; por el contrario, la activación de rótulas se reparte entre varios elementos estructurales, dando lugar a una distribución relativamente homogénea de la demanda inelástica a lo largo de la altura. La figura 4.2 muestra la distribución de rótulas plásticas activadas en un pórtico representativo del modelo regular durante el análisis no lineal dinámico.



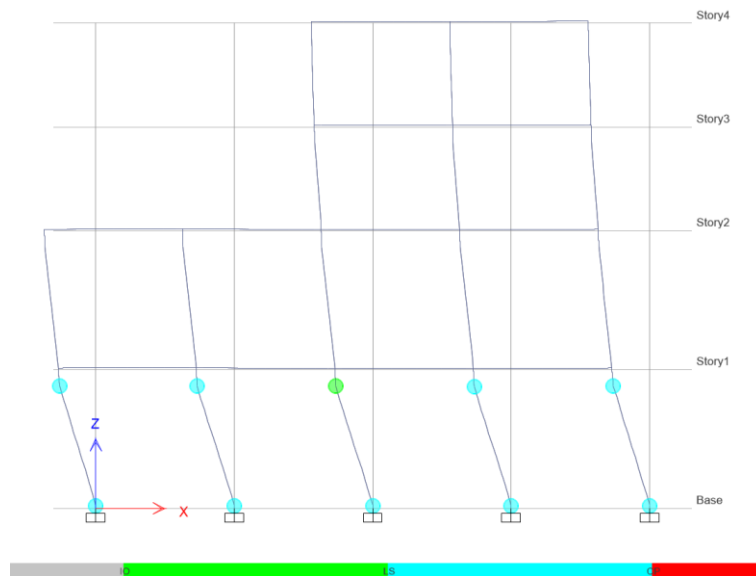
**Figura 4.2 Distribución de rótulas plásticas en un pórtico del modelo regular bajo el registro APED\_E**

En el caso del modelo irregular en planta, el patrón de formación de rótulas cambia respecto al modelo regular. Las rótulas que alcanzan estados inelásticos se concentran principalmente en los niveles intermedios de la estructura. En estos pisos se observa la activación de varias rótulas dentro de un mismo nivel, lo que genera una distribución del daño menos uniforme a lo largo de la altura (figura 4.3).



**Figura 4.3 Distribución de rótulas plásticas en un pórtico representativo del modelo irregular en planta bajo el registro APED\_E**

Finalmente, en el modelo irregular en elevación, las rótulas que alcanzan estados avanzados de daño se concentran principalmente en los niveles inferiores, con una presencia clara en el primer piso. La repetición de rótulas activadas en estos elementos indica que la respuesta inelástica se desarrolla, en gran parte, en la base de la estructura, lo que pone en evidencia la influencia de la discontinuidad geométrica en elevación (figura 4.4).



**Figura 4.4 Rótulas plásticas activadas en el modelo irregular en elevación bajo el registro APED\_E**

### **4.3.2 Concentración del daño según tipo de irregularidad**

La distribución de rótulas plásticas a lo largo de la estructura ayuda a comprender como se concentra el daño en función del tipo de irregularidad de cada caso de estudio. En el caso del modelo regular, se evidencia que la respuesta inelástica se distribuye en todos los niveles de la estructura y no se identifica un punto de concentración específico de daño, en comparación con las estructuras con irregularidades, las cuales presentan concentraciones de daño más definidas.

De esta manera, para el modelo con irregularidad en planta, la concentración del daño se presenta principalmente en los niveles intermedios. Este comportamiento se asocia a un reparto no uniforme de rigidez y resistencia inducido por la variación geométrica en planta, lo cual genera efectos de acoplamiento lateral–torsional. Como consecuencia, las demandas de deformación se amplifican en estos niveles, favoreciendo la activación simultánea de rótulas plásticas en varios elementos estructurales de un mismo piso, en concordancia con lo reportado por (Abdel Raheem et al., 2018).

Por su parte, el modelo con irregularidad en elevación presenta un patrón distinto. En este caso, el daño se concentra de forma marcada en el primer nivel, evidenciando un comportamiento característico de un mecanismo tipo piso blando. La discontinuidad geométrica vertical ocasiona una acumulación de deformaciones inelásticas en la base de la estructura, mientras que los niveles superiores tienen menor participación en la disipación de energía, este comportamiento resulta consistente con lo documentado en edificaciones con irregularidades verticales (FEMA, 2018).

La comparación entre ambos casos muestra que, aunque las dos configuraciones irregulares presentan un desempeño sísmico menos favorable que el del modelo regular, el modo en que se desarrolla el daño es distinto. En la irregularidad en planta, el daño tiende a concentrarse en los niveles intermedios, mientras que en la irregularidad en elevación la respuesta se localiza principalmente en la base de la estructura, lo que resulta más desfavorable para su comportamiento global.

#### 4.4 Comparación del desempeño estructural

El desempeño sísmico de los casos de estudio se analiza a partir de la respuesta global de las estructuras y de la localización del daño inelástico en los elementos estructurales. Para ello, se consideran parámetros como las derivas máximas de entrepiso, los desplazamientos de techo y los patrones de concentración de rótulas observados durante la respuesta sísmica. El análisis se realiza de manera comparativa entre el modelo regular y los modelos con irregularidades en planta y en elevación, considerando las diferencias en la intensidad y en la concentración de la respuesta sísmica observada.

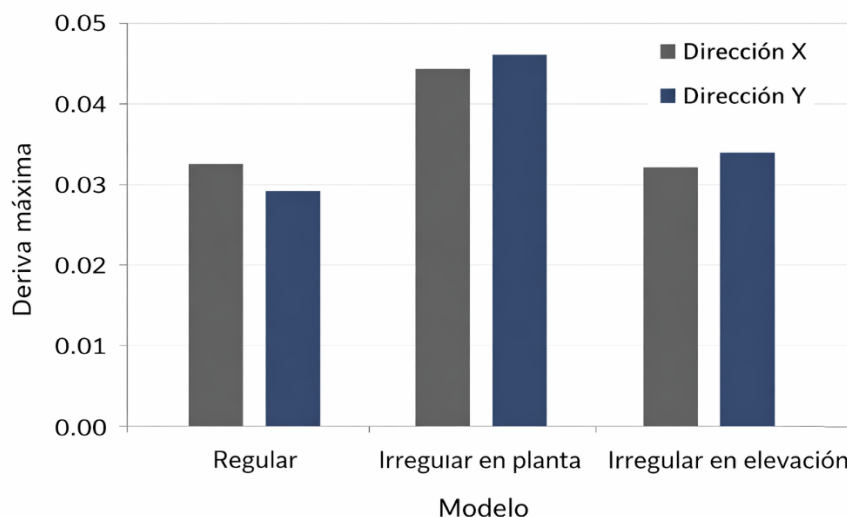
La comparación está basada en los parámetros de respuesta presentados en la tabla 4.3, los cuales permiten evaluar la magnitud de las deformaciones, la localización de la demanda crítica y el nivel de desempeño de cada estructura.

**Tabla 4.3 Síntesis comparativa del desempeño sísmico de los modelos analizados**

Casos de estudio	Deriva máxima de entrepiso	Piso crítico	Desplazamiento máx. de techo (m)	Patrón de daño dominante	Nivel de desempeño asociado
Regular	0.0306	Nivel 2	0.185	Daño distribuido en varios niveles	IO-LS
Irregular en planta	0.0400	Nivel 3	0.250	Concentración en niveles intermedios	LS
Irregular en elevación	0.0310	Nivel 1	0.199	Concentración en la base	LS

El modelo regular presenta una respuesta más equilibrada, con derivas máximas y desplazamientos de techo menores comparados con los modelos irregulares. El daño inelástico se distribuye en varios niveles sin concentración dominante en un piso específico, reflejándose en un nivel de desempeño entre IO y LS, acorde con un comportamiento más estable. Por otro lado, el modelo irregular en planta desarrolla mayor deformación, con derivas máximas elevadas e incrementos del desplazamiento de techo. La respuesta se concentra en niveles intermedios (figura 4.3; figura 4.5), indicando una redistribución no uniforme de la demanda sísmica debido a la irregularidad geométrica. Este comportamiento resulta en un desempeño global controlado por el estado LS. Mientras que, el modelo irregular en elevación muestra una concentración de

la demanda en el primer nivel, que representa el piso crítico. Aunque la deriva máxima es comparable con la del modelo regular, el daño concentrado en la base evidencia un mecanismo tipo piso blando, lo que implica una condición desfavorable para la estabilidad global del sistema estructural.



**Figura 4.5 Comparación de derivas máximas de entrepiso de los casos de estudio**

#### **4.5 Discusión de resultados**

En los apartados anteriores, se puede evidenciar que existen diferencias en el desempeño sísmico de las configuraciones estructurales analizadas; estas diferencias se relacionan con la magnitud de la respuesta global y con la forma en que se distribuye la demanda inelástica a lo largo de la estructura. Por lo tanto, la interpretación de los mecanismos estructurales que gobiernan la respuesta de cada modelo se da a partir de la comparación de los valores de desplazamiento y deriva máxima (Tablas 4.1 y 4.2), así como de los patrones de daño observados en las Figuras 4.2 a 4.5.

En el modelo regular, la envolvente de derivas presenta variaciones entre niveles, alcanzando un valor máximo de 0.0306 en el Nivel 2 (Tabla 4.2). Asimismo, se observa una activación de rótulas plásticas distribuida en distintos niveles de la estructura (Figura 4.2), lo que se traduce en una disipación de energía equilibrada y una respuesta estructural estable. En términos de desempeño, la respuesta del sistema se sitúa entre los niveles de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida (IO-LS).

Para el caso con irregularidad en planta se registra un incremento significativo de la demanda sísmica, con una deriva máxima de 0.0400 localizada en el Nivel 3 (Tabla 4.2), lo que supone un aumento cercano al 30% respecto al modelo regular. Esta respuesta se debe a que la asimetría geométrica en planta, induce un acoplamiento lateral-torsional y favorece la concentración de deformaciones inelásticas en los niveles intermedios, como se aprecia en la Figura 4.5. Como resultado, la respuesta estructural queda gobernada por estos niveles, con un desempeño que se encuadra dentro del nivel de Seguridad de Vida (LS).

Por su parte, el modelo con irregularidad en elevación evidencia una respuesta distinta. Aunque los desplazamientos globales son menores que los del modelo irregular en planta (Tabla 4.1), la forma en cómo se localiza el daño resulta más crítico. La concentración de rótulas plásticas en el primer nivel (Figura 4.4) coincide con la formación de un mecanismo tipo piso blando, en el cual la base de la estructura concentra la mayor parte de la demanda inelástica y limita la participación de los niveles superiores en la disipación de energía, afectando el comportamiento global del sistema.

De esta forma, al comparar las derivas, los desplazamientos máximos y los patrones de daño se observa que estructuras con niveles similares de deriva global pueden tener comportamientos sísmicos diferentes, dependiendo del mecanismo estructural que gobierna la respuesta y de dónde se concentra el daño inelástico.

#### **4.6 Alcances y limitaciones del estudio**

Los resultados obtenidos deben interpretarse dentro del alcance del estudio y de las hipótesis de modelación adoptadas. Esta investigación se plantea como una evaluación comparativa del desempeño sísmico de edificaciones de hormigón armado de mediana altura con distintas configuraciones estructurales, a partir de modelos *benchmark* y análisis no lineal dinámico, sin abordar procesos de verificación normativa ni el diseño específico de una edificación.

En este marco, el interés del estudio se centra en reconocer patrones de respuesta y mecanismos de daño asociados a la presencia de irregularidades en planta y en elevación, a partir de la comparación entre los modelos analizados. Por tanto, los

resultados representan el comportamiento de las configuraciones estudiadas bajo las condiciones de modelación consideradas.

En cuanto a la modelación empleada, se consideraron efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ). No se tomaron en cuenta las excentricidades accidentales ni interacción suelo-estructura. Aunque estos fenómenos pueden influir en la respuesta sísmica, su exclusión permite centrarse en el efecto de la configuración estructural y mantener un criterio de comparación consistente entre los casos de estudio. De igual manera, los registros sísmicos empleados corresponden a acelerogramas reales registrados en el Ecuador y no fueron sometidos a procesos de escalamiento ni emparejamiento espectral, por lo que la respuesta obtenida no se asocia a un nivel de demanda definido por normativa.

La evaluación del comportamiento inelástico se realiza a partir de parámetros globales de respuesta, entre los que se incluyen las derivas máximas de entrepiso, los desplazamientos de techo y la formación de rótulas plásticas. Por ende, los resultados son aplicables a las tipologías estructurales, hipótesis de modelación y conjunto de registros sísmicos considerados, y cualquier extrapolación a edificaciones con configuraciones distintas o condiciones diferentes debe realizarse mediante análisis complementarios.

# CAPÍTULO 5

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

Con base en los resultados obtenidos, se establecen las siguientes conclusiones:

1. La aplicación de análisis no lineal dinámico en edificaciones de hormigón armado de mediana altura permitió confirmar que la presencia de irregularidades en planta y en elevación tiene influencia directa en el desempeño sísmico global. En relación con una configuración regular, las estructuras irregulares desarrollaron mayores demandas de desplazamiento, derivas de entrepiso y una respuesta inelástica más concentrada, lo que resulta en un comportamiento más crítico cuando las estructuras fueron sometidas a registros sísmicos reales de Ecuador.
2. El modelo con irregularidad en planta presentó los mayores desplazamientos globales y las derivas máximas entre los casos analizados, con valores que alcanzan aproximadamente el 30 % de aumento respecto al modelo regular. Dicho comportamiento refleja que la asimetría en la distribución de rigidez y masa incrementa la demanda sísmica y conduce a una respuesta estructural más concentrada y menos uniforme, a pesar de que el sistema estructural y los materiales no varían.
3. Si bien el modelo con irregularidad en elevación presentó desplazamientos globales comparables al caso regular, el análisis de la respuesta inelástica mostró una concentración de daño relevante en el primer nivel, provocado por la formación de un mecanismo tipo piso blando. Este mecanismo resulta problemático porque limita la participación de los niveles superiores en la disipación de energía y deja a la base de la estructura como el principal controlador de la respuesta sísmica.
4. La comparación de la distribución de rótulas plásticas mostró que el modelo regular desarrolla un esquema de daño distribuido a lo largo de la altura, mientras que los modelos irregulares concentran la demanda inelástica en niveles específicos. De esta comparación se concluye que la forma en que se distribuye el daño es tan importante como su magnitud, y resulta crítica para la evaluación correcta del desempeño sísmico de la edificación.

5. El empleo de registros sísmicos reales de Ecuador permitió confirmar que edificaciones con características del entorno local, en particular aquellas con configuraciones irregulares, pueden desarrollar demandas inelásticas importantes frente a eventos severos. En esta línea, los resultados sugieren la necesidad de incorporar evaluaciones avanzadas de desempeño sísmico, a fin de obtener una estimación más realista de la vulnerabilidad estructural en el país.

## **5.2 Recomendaciones**

1. Se recomienda que, en futuras investigaciones, se amplíe el número de tipologías estructurales analizadas, incorporando diferentes alturas, sistemas estructurales y configuraciones de irregularidad, con el fin de generalizar los resultados obtenidos y fortalecer las conclusiones del presente estudio.
2. Dado que en los modelos analizados se alcanzaron niveles de deriva relevantes y concentraciones de daño localizadas, se recomienda que investigaciones futuras evalúen de forma más detallada la influencia de los efectos geométricos de segundo orden sobre la estabilidad global y la respuesta inelástica de edificaciones con irregularidades estructurales.
3. Resulta pertinente incluir la variabilidad de propiedades mecánicas de los materiales, así como efectos de degradación por envejecimiento o daño previo, para evaluar su influencia en el desempeño sísmico de edificaciones de hormigón armado.
4. Asimismo, se recomienda que estudios futuros incorporen la interacción suelo-estructura, con el fin de conocer su influencia en la respuesta sísmica global de edificaciones de hormigón armado, especialmente respecto a las demandas de desplazamiento y localización del daño.
5. Finalmente, se recomienda que los resultados de este tipo de estudios sean considerados como insumo para la actualización de normativas locales, promoviendo criterios de diseño que reconozcan explícitamente el impacto de las irregularidades estructurales en el desempeño sísmico.

# BIBLIOGRAFÍA

- Abdel Raheem, S. E., Ahmed, M. M. M., Ahmed, M. M., & Abdel-shafy, A. G. A. (2018). Evaluation of plan configuration irregularity effects on seismic response demands of L-shaped MRF buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(9), 3845–3869. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0319-7>
- Aguiar, R. (2017). *Peligrosidad sísmica de la costa norte de Ecuador y el terremoto de Pedernales de 2016*. <https://www.revistasipgh.org/index.php/regeofi/article/view/159>
- Aguiar, R., & Mieles, Y. (2016). ANALYSIS OF BUILDINGS THAT COLLAPSED OF PORTOVIEJO DURING THE EARTHQUAKE OF 16 APRIL 2016. In *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* (Vol. 21).
- Alcívar, S., Mieles, Y., & Ostaiza, J. P. (2021). Estudio comparativo de análisis y diseño de estructuras aporricadas de hormigón armado, aplicando los espectros de la microzonificación sísmica del cantón Portoviejo y los espectros de la NEC-15. *Revista de Investigaciones En Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, 6(1). <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i1.3687>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-17). American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-22). American Society of Civil Engineers.
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. In R. J. Hansen (Ed.), *Seismic Design for Nuclear Power Plants* (pp. 438–483). MIT Press.
- Beauval, C., Marinière, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J. M., Alvarado, A., Baize, S., Aguilar, J., Singaicho, J. C., & Jomard, H. (2018). A new seismic hazard model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(3), 1443–1464. <https://doi.org/10.1785/0120170259>
- Blasi, G., Scarlino, A. S., Chirivì, S., Perrone, D., & Aiello, M. A. (2024). Seismic response of irregular RC buildings designed for gravity and seismic loads. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22(10), 5231–5257. <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01971-4>
- Cattari, S., & Magenes, G. (2022). Benchmarking the software packages to model and assess the seismic response of unreinforced masonry existing buildings through nonlinear static analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(4), 1901–1936. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01078-0>
- Chopra, A. K. (2020). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5th ed.). Pearson.

- Creswell, J. W. (2014). *Research Design: Qualitative, Quantitative, and Mixed Methods Approaches* (4th ed.). SAGE Publications.
- Elias, S., Rupakhety, R., & Olafsson, S. (2019). Analysis of a benchmark building installed with tuned mass dampers under wind and earthquake loads. *Shock and Vibration*, 2019. <https://doi.org/10.1155/2019/7091819>
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)* (FEMA 356). Federal Emergency Management Agency.
- Federal Emergency Management Agency. (2006). *Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines: Program Plan for New and Existing Buildings (FEMA 445)* (FEMA 445). Federal Emergency Management Agency. [www.ATCouncil.org](http://www.ATCouncil.org)
- FEMA. (2018). *Assessing Seismic Performance of Buildings with Configuration Irregularities: Calibrating Current Standards and Practices*. [www.ATCouncil.org](http://www.ATCouncil.org)
- Gallegos, M. F., Saragoni, G. R., Gallegos, M. F., & Saragoni, G. R. (2017). ANALYSIS OF STRONG-MOTION ACCELEROGRAPH RECORDS OF THE 16 APRIL 2016 Mw 7.8 MUISNE, ECUADOR EARTHQUAKE. <https://www.researchgate.net/publication/312444424>
- Guamán-Naranjo, M., Poveda-Hinojosa, J., & Haro-Báez, A. G. (2024). Probabilistic Loss Assessment for the Typology of Non-Ductile Reinforced Concrete Structures with Flat Slabs, Embedded Beams, and Unreinforced Infill Masonry. *Buildings*, 14(10). <https://doi.org/10.3390/buildings14103158>
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Dean, B. S., Chou, J. H., & Deierlein, G. G. (2007). Seismic collapse safety and behavior of modern reinforced concrete moment frame buildings. *Structural Engineering Research Frontiers*. [https://doi.org/10.1061/40944\(249\)22](https://doi.org/10.1061/40944(249)22)
- Haselton, C., Goulet, C., Mitrani-Reiser, J., Beck, J., Deierlein, G., Porter, K., Stewart, J., & Taciroglu, E. (2008). *An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced Concrete Moment-Frame Building*.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la Investigación* (6th ed.). McGraw-Hill.
- Meral, E., Cayci, B. T., & Inel, M. (2024). Comparative study on the linear and nonlinear dynamic analysis of typical RC buildings. *Revista de La Construcción*, 23(3), 587–607. <https://doi.org/10.7764/RDLC.23.3.587>
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings* (1st Edition). McGraw-Hill Education. <https://www.accessengineeringlibrary.com/content/book/9780071839440>

- Ohtori, Y., Christenson, R. E., Spencer, B. F., & Dyke, S. J. (2004). *Benchmark Control Problems for Seismically Excited Nonlinear Buildings*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2004\)130:4\(366\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:4(366))
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures. *NZSEE Conference*, 30, 1–23.
- Semblantes, M. (2015). *Modificación en la Norma Ecuatoriana de Diseño Sísmico NEC-2015, estudio de rehabilitación estructural, mediante el uso de diagonales “BRB.”* Pontificia Universidad Católica De Chile.
- Vielma, J. C., Aguiar, R., Frau, C., & Zambrano, A. (2021). Irregularity of the distribution of masonry infill panels and its effect on the seismic collapse of reinforced concrete buildings. *Applied Sciences (Switzerland)*, 11(18). <https://doi.org/10.3390/app11188691>

# ANEXOS

## Anexo A — Registros sísmicos utilizados

Tabla A.1 Registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico no lineal

Estación	Componente	$\Delta t$ (s)	PGA (g)	Duración (s)
ACHN	E	0.01	0.331	32.9
ACHN	N	0.01	0.371	27.8
AES2	E	0.01	0.154	71.0
AES2	N	0.01	0.111	78.9
AMNT	E	0.01	0.405	18.4
AMNT	N	0.01	0.520	17.3
APED	E	0.01	1.406	34.0
APED	N	0.01	0.829	36.0
APO1	E	0.01	0.319	21.8
APO1	N	0.01	0.383	21.0
ASDO	E	0.01	0.206	37.7
ASDO	N	0.01	0.111	47.0
EPNL	E	0.01	0.027	87.4
EPNL	N	0.01	0.020	103.0

## Anexo B — Espectros de respuesta de los registros

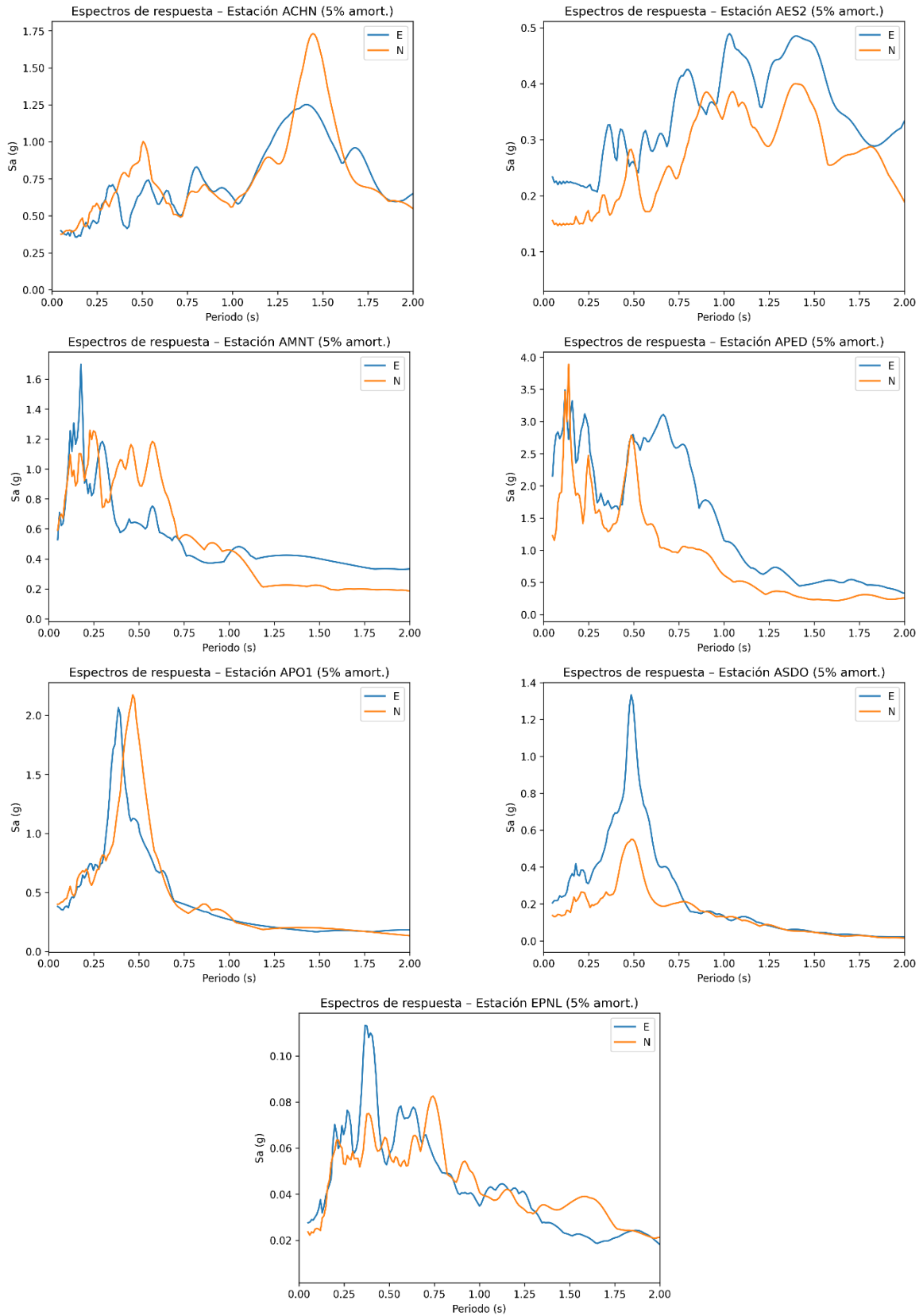


Figura B.1 Espectros de respuesta elásticos de los registros sísmicos

# Anexo C — Detalles del modelo estructural

## C.1 Definición de materiales

En esta sección se presentan las definiciones de los materiales estructurales utilizados en los modelos, conforme a su implementación en el software de análisis estructural.

The 'Material Property Data' dialog box is shown with the following settings:

- General Data:** Material Name: C250; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: (magenta square); Material Notes: (empty).
- Material Weight and Mass:**  Specify Weight Density;  Specify Mass Density; Weight per Unit Volume: 24 kN/m<sup>3</sup>; Mass per Unit Volume: 2.447319 kN-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 23500000 kN/m<sup>2</sup>; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; Shear Modulus, G: 9791666.67 kN/m<sup>2</sup>.
- Design Property Data:** (button: Modify/Show Material Property Design Data...)
- Advanced Material Property Data:** (buttons: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...)
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:**  Program Default (Based on Concrete Slab Design Code);  User Specified.

Figura C.1 Definición del material de concreto C250 y sus propiedades mecánicas

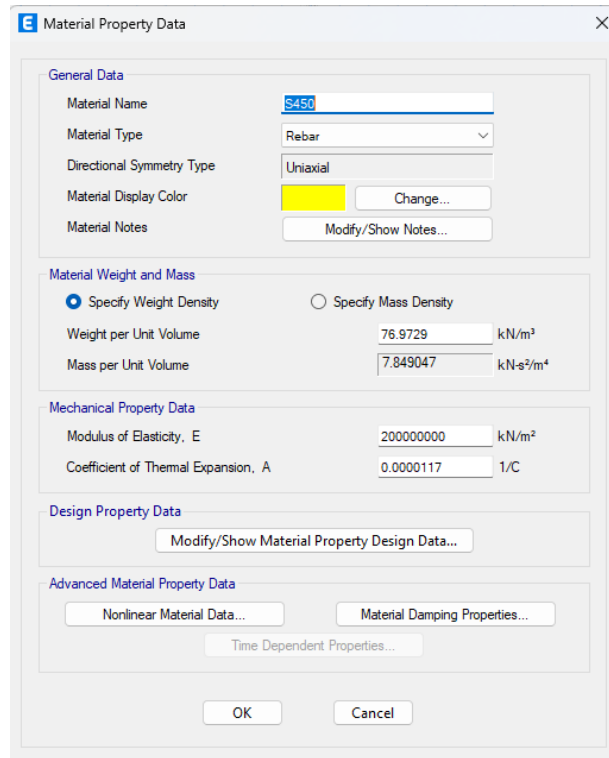
The 'Nonlinear Material Data' dialog box is shown with the following settings:

- Material Name and Type:** Material Name: C250; Material Type: Concrete, Isotropic.
- Miscellaneous Parameters:** Hysteresis Type: Concrete; (button: Modify/Show Hysteresis Parameters...); Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: 0 deg; Dilatational Angle: 0 deg.
- Acceptance Criteria Strains:**

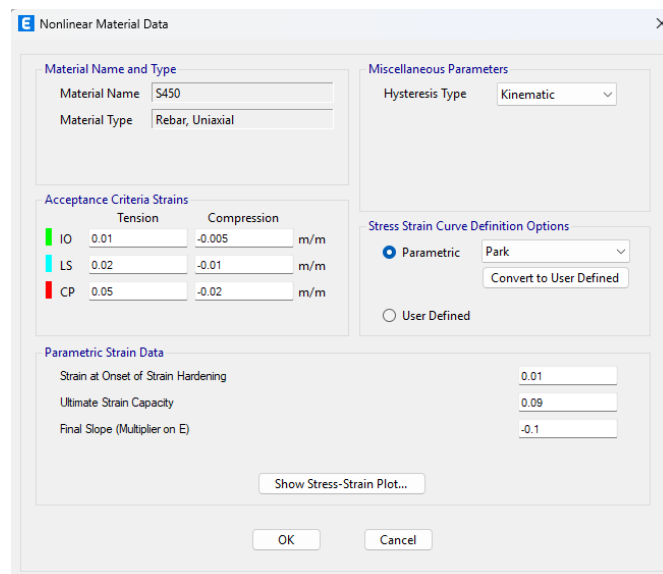
	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

 Ignore Tension Acceptance Criteria
- Stress Strain Curve Definition Options:**  Parametric; Mander; (button: Convert to User Defined);  User Defined.
- Parametric Strain Data:** Strain at Unconfined Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 0.002; Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.004; Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1.

Figura C.2 Definición del comportamiento no lineal del concreto mediante modelo paramétrico



**Figura C.3 Definición del material de acero de refuerzo S450**



**Figura C.4 Definición del comportamiento no lineal del acero de refuerzo**

## C.2 Definición de secciones estructurales

A continuación, se presentan las secciones estructurales empleadas en los modelos, tal como fueron definidas en el entorno de modelación.

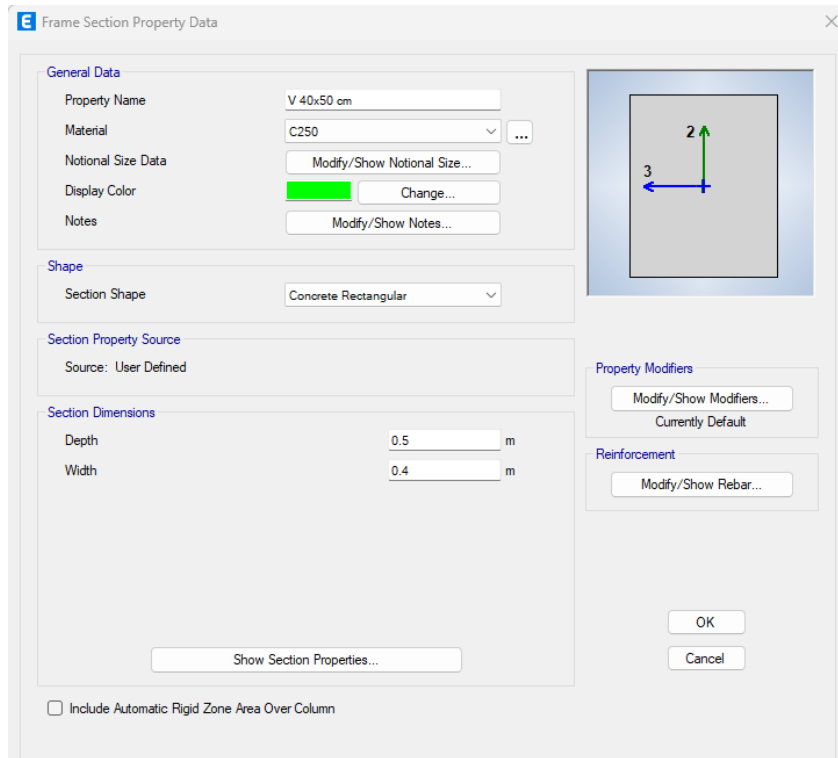


Figura C.5 Sección típica de viga de hormigón armado empleada en los modelos

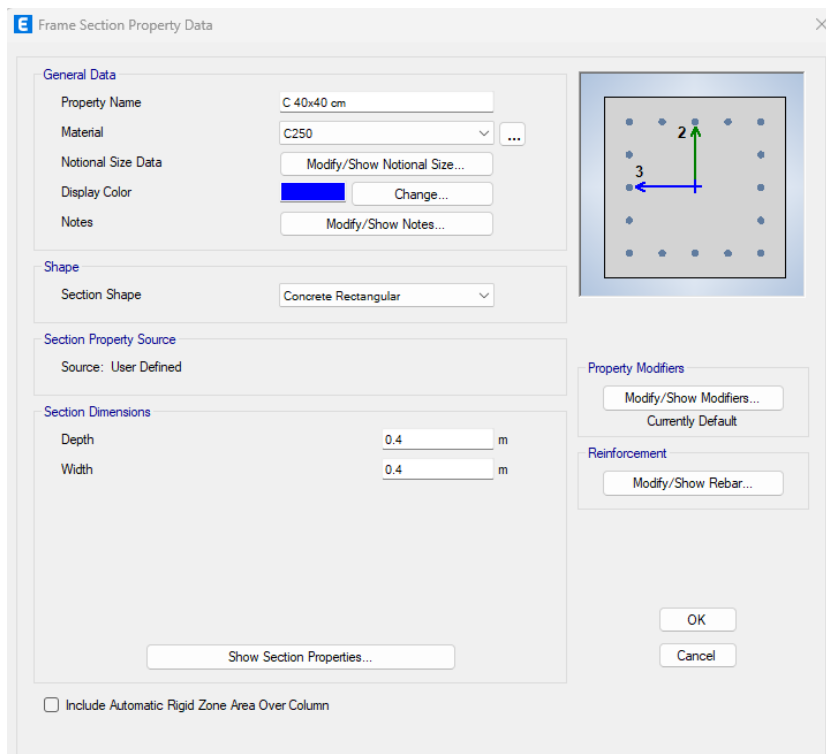


Figura C.6 Sección típica de columna de hormigón armado empleada en los modelos

### C.3 Definición de secciones estructurales

En esta sección se muestran los criterios de definición del refuerzo longitudinal y transversal utilizados en vigas y columnas.

Frame Section Property Reinforcement Data

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars: S450

Confinement Bars (Ties): S450

**Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid**

Top Bars: 0.04 m

Bottom Bars: 0.04 m

**Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams**

Top Bars at I-End: 0.00077 m<sup>2</sup>

Top Bars at J-End: 0.00077 m<sup>2</sup>

Bottom Bars at I-End: 0.00077 m<sup>2</sup>

Bottom Bars at J-End: 0.00077 m<sup>2</sup>

OK Cancel

Figura C.7 Definición del refuerzo en vigas de hormigón armado

Frame Section Property Reinforcement Data

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars: S450

Confinement Bars (Ties): S450

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: 14, 0.000154 m<sup>2</sup>

Corner Bar Size and Area: 14, 0.000154 m<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area: 8, 0.00005 m<sup>2</sup>

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.08 m

Number of Confinement Bars in 3-dir: 2

Number of Confinement Bars in 2-dir: 2

OK Cancel

Figura C.8 Definición del refuerzo en columnas de hormigón armado

### C.4 Definición de la masa sísmica

Se presenta la configuración adoptada para la definición de la masa sísmica utilizada en los análisis dinámicos.

Mass Source Data

Mass Source Name: Masa sísmica

**Mass Source**

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: [ ]

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: [ ]

**Mass Multipliers for Load Patterns**

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Live	0.25

Add Modify Delete

**Mass Options**

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

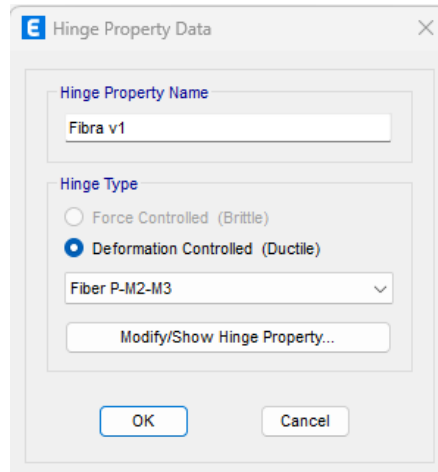
Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Figura C.9 Definición de la fuente de masa sísmica empleada en los modelos

## C.5 Definición y asignación de rótulas plásticas

En esta sección se presentan las capturas correspondientes a la definición y asignación de rótulas plásticas utilizadas para la simulación del comportamiento inelástico de los elementos estructurales.



Hinge Property Data

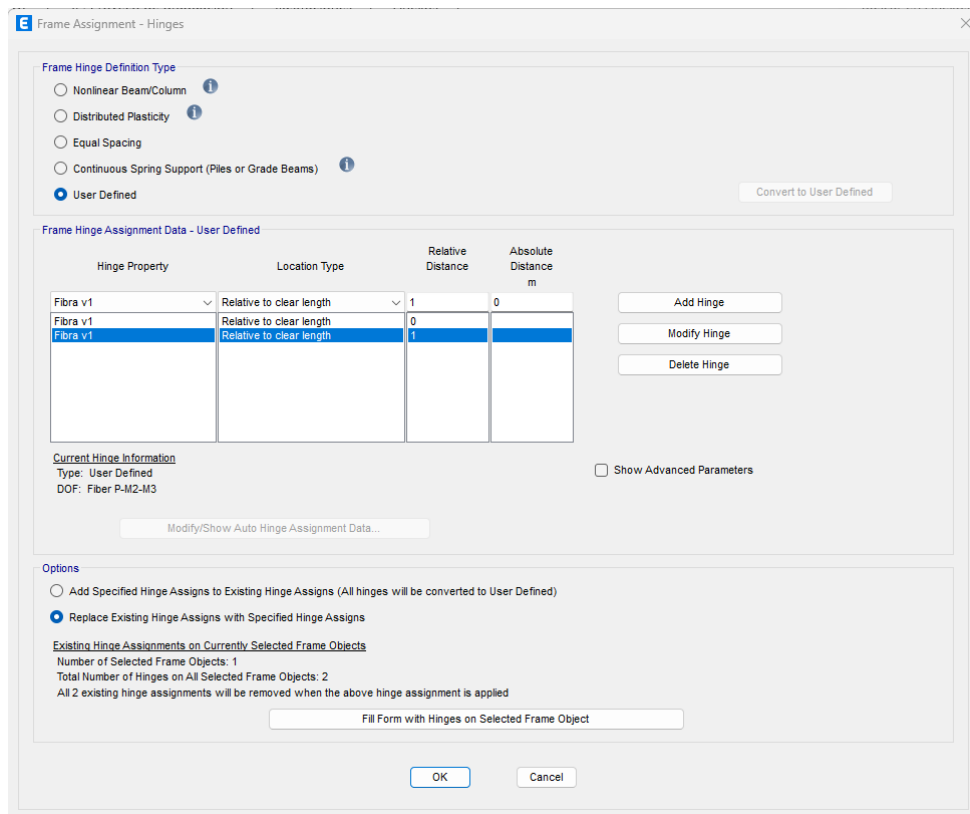
Hinge Property Name  
Fibra v1

Hinge Type  
 Force Controlled (Brittle)  
 Deformation Controlled (Ductile)  
Fiber P-M2-M3

Modify/Show Hinge Property...

OK Cancel

Figura C.10 Definición de rótula plástica basada en fibras con control por deformación



Frame Assignment - Hinges

Frame Hinge Definition Type  
 Nonlinear Beam/Column  
 Distributed Plasticity  
 Equal Spacing  
 Continuous Spring Support (Piles or Grade Beams)  
 User Defined

Convert to User Defined

Frame Hinge Assignment Data - User Defined

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance m
Fibra v1	Relative to clear length	1	0
Fibra v1	Relative to clear length	0	0
Fibra v1	Relative to clear length	1	0

Add Hinge  
Modify Hinge  
Delete Hinge

Current Hinge Information  
Type: User Defined  
DOF: Fiber P-M2-M3

Show Advanced Parameters

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

Options  
 Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns (All hinges will be converted to User Defined)  
 Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects  
Number of Selected Frame Objects: 1  
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2  
All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK Cancel

Figura C.11 Asignación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos tipo marco