



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Calibración y Evaluación por Desempeño de un edificio de  
hormigón armado con cruces rigidizadoras, apoyado en Medidas  
de vibración ambiental**

**Título a obtener:**

**INGENIERO CIVIL**

**Autores:**

**NICOLÁS SEBASTIÁN GALLEGOS MORA**

**DIEGO JULIÁN MERCHÁN LÓPEZ**

**Director:**

**ESTEBAN MARCELO CABRERA VELEZ**

**CUENCA, ECUADOR**

**2026**

## Dedicatoria

A mis padres, por su apoyo incondicional en cada etapa de mi vida. Su presencia ha sido el cimiento sobre el cual se ha construido todo lo que soy.

A mi papá Efraín, quien ha sido a la vez mentor, profesor y mi mejor amigo. Gracias por despertar en mí la vocación por la Ingeniería Civil y por transmitirme, con paciencia y dedicación, los valores que definen a un buen profesional. Esta tesis lleva en cada página lo que me has enseñado.

A mi mamá Fer, por estar presente en los momentos más difíciles de esta etapa universitaria, por guiarme siempre por el camino correcto, por no permitir que decayera nunca y por demostrarme, en cada momento, un amor que no tiene límites. Te amo con todo mi corazón.

A mi hermana Anto, por todos los consejos brindados y por el cuidado constante a lo largo de estos años. Gracias por procurar siempre mi bienestar y por estar presente en los momentos en que más lo necesité.

A Dios, por iluminar mi camino, por guiar mis decisiones y por la felicidad que ha puesto en mi vida.

Este trabajo es la prueba de que las metas se pueden alcanzar y los sueños se pueden hacer realidad. Sin importar cuán difícil sea el camino, siempre se saca.

A mis amigos Bryam, Nico, Alejandro, Zamora, Diaz, Merchan y Arianne, por su compañía invaluable a lo largo de esta etapa universitaria. Gracias por cada momento compartido, por el apoyo brindado en los instantes más difíciles y por la amistad sincera que permanece. Son parte importante de este logro.

Finalmente, a mi mejor amigo Julián, con quien tengo el honor de compartir esta tesis. Gracias por todo, hermano.

Sebas

## Dedicatoria

A mis padres, Felipe y Paola, quienes han sido mi principal ejemplo de que todo aquello que uno se propone puede lograrse con esfuerzo y constancia. Gracias por su amor incondicional, por acompañarme en cada etapa de mi vida y por enseñarme que, sin importar los obstáculos o equivocaciones que se presenten en el camino, siempre es posible salir adelante. Su apoyo, paciencia y confianza han sido fundamentales para alcanzar este logro.

A mis hermanas, Paola y Lucianna, quienes han sido un gran apoyo durante todo este proceso. Gracias por estar siempre ahí para mí, dispuestas a ayudarme en todo lo que necesitara y por acompañarme con cariño en cada etapa de este camino.

A mis abuelos, Marcia y Alfredo, Bekita y Raúl, quienes siempre estuvieron pendientes de cómo me iba en la universidad y me brindaron su apoyo a través de un consejo o un abrazo.

Sé que estarán muy felices por mí. Alfredo y Bekita, quienes durante este camino universitario tuvieron que partir; sé que, desde el lugar en el que se encuentren, comparten conmigo esta alegría.

A mis tíos, quienes siempre estuvieron pendientes de mi proceso académico y me brindaron su apoyo de distintas maneras.

A quienes puedo llamar amigos gracias a la universidad, por haber sido un apoyo fundamental durante esta etapa. Ronald, Nico, Díaz, Merchán, Zamora, Adri, Shannon y a todos aquellos que, aunque no mencione, han dejado una huella importante en este camino. Gracias por compartir conmigo momentos de esfuerzo, aprendizaje y alegría; sin ustedes, este camino no habría sido el mismo.

A Sebas, mi compañero de tesis y de incontables trabajos, quien más que un amigo se ha convertido en un hermano. Gracias por tu apoyo, compromiso y compañía durante este proceso. CSSS

Con cariño, dedico este logro a todos ustedes,

Julián

## **Agradecimientos**

Expresamos nuestro más sincero agradecimiento al Ing. Esteban Cabrera, por su valioso acompañamiento durante el desarrollo de esta investigación. Su exigencia académica, enseñanzas, consejos y constante motivación fueron fundamentales para nuestra formación profesional y para la culminación de este trabajo. Más allá de su conocimiento y experiencia, destacamos su calidad humana y el compromiso demostrado como tutor, convirtiéndose en una guía cercana e inspiradora a lo largo de este proceso.

Al Ing. Juan Carlos Malo, quien desde el inicio de nuestra etapa universitaria se convirtió en un mentor cercano e invaluable. Gracias por acompañarnos y aconsejarnos en todo momento, por su dedicación y por la calidad humana que lo caracteriza como docente. Su guía en los primeros pasos de nuestra formación fue fundamental para el camino que hoy culmina con este trabajo.

De igual manera, agradecemos a todos los docentes que formaron parte de nuestra etapa universitaria, quienes con sus conocimientos, dedicación y apoyo contribuyeron significativamente a nuestra formación académica y personal.

NICO Y JULIAN

## Resumen

El presente trabajo evalúa el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado de dos plantas con cubierta metálica y cruces rigidizadoras, construido en 1998 en las instalaciones de la Universidad del Azuay, ciudad de Cuenca, Ecuador. Como punto de partida, el Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (IERSE) realizó mediciones de vibración ambiental que permitieron calibrar un modelo numérico en el software ETABS, alcanzando un error inferior al 1,7% entre las frecuencias experimentales y las analíticas, lo que garantiza la representatividad del modelo. El desempeño sísmico se determinó mediante análisis estático no lineal (pushover), cuyos resultados fueron evaluados con el procedimiento de linealización equivalente propuesto por FEMA 440. La clasificación del nivel de daño se realizó conforme a la metodología HAZUS, obteniéndose daño leve para un período de retorno de 475 años y un nivel de daño inferior al umbral moderado para un período de retorno de 2500 años, ambos considerados escenarios de diseño y revisión estructural relevantes. Un hallazgo destacado del estudio es el rol de las cruces rigidizadoras como mecanismo primario de disipación de energía sísmica, cuya contribución resultó determinante para mantener la estructura dentro de estados de daño aceptables. Estos resultados confirman la eficacia del sistema de reforzamiento ejecutado y validan su pertinencia frente a demandas sísmicas severas en la región.

Palabras clave: cruces rigidizadoras, vibración ambiental, modelo calibrado, rótulas plásticas, análisis pushover, desempeño sísmico, HAZUS.



---

Nicolás Sebastián Gallegos Mora



---

Diego Julián Merchán López

**Autores**

## **Abstract**

The seismic performance of a two-story reinforced concrete building with a steel roof and concentric bracing system, constructed in 1998 at the facilities of the University of Azuay, was evaluated. As a starting point, the Institute of Studies of the Sectional Regime of Ecuador (IERSE) conducted ambient vibration measurements that enabled the calibration of a numerical model in ETABS, achieving an error lower than 1.7% between the experimental and analytical frequencies, thus ensuring the representativeness of the model. The seismic performance was determined through nonlinear static analysis (pushover analysis), and the results were evaluated using the equivalent linearization procedure proposed by FEMA 440. The damage level classification was carried out according to the HAZUS methodology, obtaining slight damage for a 475-year return period and a damage level below the moderate threshold for a 2500-year return period, both considered relevant design and structural assessment scenarios. A significant finding of the study is the role of the bracing system as the primary mechanism for seismic energy dissipation, whose contribution proved decisive in maintaining the structure within acceptable damage states. These results confirm the effectiveness of the implemented strengthening system and validate its suitability under severe seismic demands in the region.

**Keywords:** concentric bracing system, ambient vibration, calibrated model, plastic hinges, pushover analysis, seismic performance, HAZUS.

## Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Agradecimientos	iv
Resumen	v
Abstract	vi
Índice de contenidos	vii
Índice de figuras	x
Índice de tablas	xiii
Introducción	xv
Problemática	xv
Objetivo general	xvii
Objetivos específicos	xvii
Alcance	xviii
1. Marco teórico	1
1.1 Edificación de estudio	1
1.2 Riesgo sísmico	6
1.3 Salud Estructural	8
1.4 Análisis Modal Operacional	9
1.5 Técnicas de identificación modal	10
1.5.1 Peak Picking	10
1.5.2 Descomposición en el dominio de las frecuencias (FDD)	10
1.5.3 Stochastic Subspace Identification (SSI)	10
1.6 Rótulas plásticas	12
1.7 Análisis Estático no Lineal	13
1.8 Método de linealización equivalente	15
1.9 Punto de desempeño	16
1.10 Clasificación según Hazus	16

1.11	Evaluación de daños mediante Hazus (FEMA)	17
2	Elaboración del modelo en ETABS	19
2.1	Especificaciones técnicas	19
2.2	Descripción del edificio	19
2.3	Descripción de la estructura para la modelación	20
2.3.1	Columnas	20
2.3.2	Vigas	26
2.3.3	Losas	28
2.3.4	Cruces Rigidizadoras / Riostras	29
2.3.5	Tensores	30
2.4	Modelo en ETABS	30
2.4.1	Hipótesis de cargas	34
2.5	Modelo sin calibrar	35
2.5.1	Periodo, frecuencia y modos de vibrar	35
2.5.2	Participación y porcentaje de masa	38
2.6	Frecuencias y modos de vibrar de las mediciones de vibración ambiental	38
2.7	Calibración del modelo	43
2.7.1	Modificación del multiplicador de masas (Mass Source)	44
2.7.2	Asignación de Property Modifiers en columnas dañadas	45
2.7.3	Asignación de Releases	46
2.8	Proceso y parámetros utilizados en la calibración	47
2.8.1	Módulo de elasticidad	47
2.8.2	Multiplicador de masa en la calibración	48
2.8.3	Configuración de grupos para columnas	51
2.8.4	Releases en la calibración	52
2.8.5	Property Modifiers en la calibración	53
2.9	Conclusiones del proceso de calibración	57

2.10	Resultados modelo calibrado	58
2.10.1	Periodo, frecuencia y modos de vibrar	58
2.10.2	Participación y porcentaje de masa	60
2.11	Comparación modelo calibrado y medidas de vibración ambiental	60
3.	Análisis Estático No lineal	62
3.1	Modelo No Lineal	62
3.1.1	Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal	62
3.2	Asignación de Rotulas Plásticas	66
3.2.1	Longitud de la rótula	66
3.2.2	Selección de rotula automática y tabla	67
3.2.3	Selección de grados de libertad	67
3.2.4	Asignación de la carga de gravedad y lateral para calcular la carga axial	68
3.2.5	Longitudes de desarrollo o empalmes inadecuados	69
3.2.6	Asignación de caso de rotula en vigas según planos y normativa	70
3.2.7	Asignación de rótulas en columnas de hormigón	73
3.2.8	Asignación de rótulas en columnas de acero	75
3.2.9	Asignación de rótulas en cruces rigidizadoras de acero	76
3.3	Creación de casos de carga gravitacional no lineal y pushover	77
3.3.1	Carga gravitacional no lineal	78
3.3.2	Carga de pushover	79
3.4	Curvas de capacidad	82
3.5	Punto de desempeño	84
4.	Evaluación según los umbrales de HAZUS	91
	Conclusiones y Recomendaciones	94
	Bibliografía	98

## Índice de figuras

Figura 1-1: Ubicación edificio de ciencia y tecnología, bloque C1 .....	1
Figura 1-2: Ubicación del edificio .....	2
Figura 1-3: Inyección a presión de epóxico líquido en columnas planta baja .....	3
Figura 1-4: Daño en mampostería.....	4
Figura 1-5: Daño en mampostería.....	4
Figura 1-6: Daño en columna primera planta alta .....	5
Figura 1-7: Foto actual del edificio de estudio .....	5
Figura 1-8 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z....	6
Figura 1-9: Representación de Rótula Plástica .....	13
Figura 1-10 Esquema del ensayo de empuje incremental para obtener la curva de capacidad. .....	15
Figura 2-1: Vista en planta.....	19
Figura 2-2: Detalle columnas de hormigón .....	20
Figura 2-3: Vista en elevación, eje A.....	22
Figura 2-4: Vista en elevación, eje B.....	23
Figura 2-5: Vista en elevación, eje D.....	23
Figura 2-6: Vista en elevación, eje 1 .....	24
Figura 2-7: Vista en elevación, eje 3 .....	24
Figura 2-8: Vista en elevación, eje 4 .....	25
Figura 2-9: Vista en elevación, eje 6 .....	25
Figura 2-10: Vista en elevación, eje 8 .....	26
<i>Figura 2-11: Armado viga banda .....</i>	<i>26</i>
Figura 2-12: Detalle de armado para viga banda .....	27
Figura 2-13: Vista de vigas de acero en cubierta .....	27
Figura 2-14: Planta tipo losa de entrepiso.....	28
Figura 2-15: Sección losa de entrepiso .....	29
Figura 2-16: Vista de cubierta.....	30
Figura 2-17: Ventana de ETABS para columna .....	31
Figura 2-18: Ventana de ETABS para vigas.....	32
Figura 2-19: Ventana de ETABS para cruces rigidizadoras .....	32
Figura 2-20: Ventana de ETABS para losa alivianada .....	33
Figura 2-21: Modelo inicial en ETABS.....	34

Figura 2-22: Vista en planta, modelo sin calibrar.....	36
Figura 2-23: Primer modo de vibrar, modelo sin calibrar .....	37
Figura 2-24: Segundo modo de vibrar, modelo sin calibrar .....	37
Figura 2-25: Tercer modo de vibrar, modelo sin calibrar.....	38
Figura 2-26: Primer modo de vibrar, campañas de medición.....	39
Figura 2-27: Segundo modo de vibrar, campañas de medición.....	40
Figura 2-28: Tercer modo de vibrar, campañas de medición .....	40
Figura 2-29: Cuarto modo de vibrar, campañas de medición.....	41
Figura 2-30: Matriz de aseguramiento modal.....	41
Figura 2-31: Medidas de vibración ambiental a lo largo del tiempo .....	43
Figura 2-32: Ventana en ETABS de Mass Source.....	44
Figura 2-33: Ventana de ETABS, modificación de propiedades de cada elemento .....	45
Figura 2-34: Ventana de ETABS para modificar los grados de libertad .....	46
Figura 2-35: Ventana de ETABS, Mass Source calibrado .....	50
Figura 2-36: Ventana de ETABS, seleccionar por grupo .....	52
Figura 2-37: Ventana de ETABS, asignación de releases .....	52
Figura 2-38: Vista de modelo con releases.....	53
Figura 2-39: Modificación de propiedades, columnas planta baja entre cruces rigidizadoras	53
Figura 2-40: Modificación de propiedades, columnas planta baja libres .....	54
Figura 2-41: Modificación de propiedades, columnas primera planta alta entre cruces rigidizadoras.....	54
Figura 2-42: Modificación de propiedades, columnas primera planta alta libres.....	55
Figura 2-43: Primer modo de vibrar, modelo calibrado .....	59
Figura 2-44: Segundo modo de vibrar, modelo calibrado .....	59
Figura 2-45: Tercer modo de vibrar, modelo calibrado.....	60
Figura 3-1: Selección de rótula según normativa, ETABS.....	67
Figura 3-2: Seleccionar tipo de elemento y tabla para rótulas, ETABS .....	67
Figura 3-3: Detalle vigas de hormigón .....	72
Figura 3-4: Creación de carga gravitacional no lineal, ventana de ETABS .....	78
Figura 3-5: Creación de carga lateral, ventana de ETABS.....	79
Figura 3-6: Espectro de diseño de NEC.....	80
Figura 3-7: Espectro de diseño para Cuenca, tipo de suelo E, y en qué punto se encuentra la estructura.....	81

Figura 3-8: Curva de capacidad, sentido X.....	82
Figura 3-9: Curva de capacidad, sentido Y.....	83
Figura 3-10: Modelo con rótulas plásticas generadas al finalizar el pushover, sentido X.....	83
Figura 3-11: Modelo con rótulas plásticas generadas al finalizar el pushover, sentido Y.....	84
Figura 3-12: Punto de desempeño para periodo de retorno de 475 años, sentido X.....	85
Figura 3-13: Punto de desempeño para periodo de retorno de 2500 años, sentido X.....	85
Figura 3-14: Rótulas plásticas al momento de llegar al punto de desempeño $T_r=475$ años, sentido X.....	86
Figura 3-15: Rótulas plásticas al momento de llegar al punto de desempeño $T_r=2500$ años, sentido X.....	86
Figura 3-16: Punto de desempeño para periodo de retorno de 475 años, sentido Y.....	87
Figura 3-17: Punto de desempeño para periodo de retorno de 2500 años, sentido Y.....	88
Figura 3-18: Rótulas plásticas al momento de llegar al punto de desempeño $T_r=475$ años, sentido Y.....	88
Figura 3-19: Rótulas plásticas al momento de llegar al punto de desempeño $T_r=2500$ años, sentido Y.....	89
Figura 4-1: Curva de capacidad y puntos de desempeño para $T_r=475$ años y $T_r= 2500$ años, sentido X.....	92
Figura 4-2: Curva de capacidad y puntos de desempeño para $T_r=475$ años y $T_r= 2500$ años, sentido Y.....	93

## Índice de tablas

Tabla 2-1 Detalle de dimensiones y de armado columnas de hormigón .....	21
Tabla 2-2: Detalle de columnas de acero .....	22
Tabla 2-3: Detalle vigas de acero en la cubierta .....	28
Tabla 2-4: Detalle de cruces .....	29
Tabla 2-5: Detalle de cables tensores.....	30
Tabla 2-6: Cargas muertas adicionales .....	34
Tabla 2-7: Cargas vivas .....	35
Tabla 2-8: Periodos, frecuencias y modos de vibrar del modelo sin calibrar .....	35
Tabla 2-9: Participación y porcentaje de masa, modelo sin calibrar .....	38
Tabla 2-10: Resultados de campaña de medición a lo largo del tiempo.....	43
Tabla 2-11: Multiplicador de masas, modelo sin calibrar vs modelo calibrado .....	50
Tabla 2-12: Tabla resumen de modificadores de propiedades.....	55
Tabla 2-13: Frecuencias, periodos y modos de vibrar, modelo calibrado .....	58
Tabla 2-14: Tabla de participación y porcentaje de masa, modelo calibrado.....	60
Tabla 2-15: Variación de frecuencias entre modelo calibrado y medidas de vibración ambiental .....	61
Tabla 3-1: Valores de Rigidez efectiva.....	62
Tabla 3-2: Factores para modelo no lineal columnas de hormigón planta baja entre cruces ..	63
Tabla 3-3: Factores para modelo no lineal columnas de hormigón planta baja libres.....	63
Tabla 3-4: Factores para modelo no lineal columnas de hormigón primera planta alta entre cruces .....	64
Tabla 3-5: Factores para modelo no lineal columnas de hormigón primera planta alta libres	64
Tabla 3-6: Factores para modelo no lineal columnas de acero .....	65
Tabla 3-7: Factores para modelo no lineal, vigas de hormigón.....	65
Tabla 3-8: Factores para modelo no lineal, cruces rigidizadoras de acero .....	66
Tabla 3-9: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en vigas de hormigón .....	71
Tabla 3-10: Geometría estándar del gancho para verificación .....	73
Tabla 3-11: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en columnas de hormigón .....	74
Tabla 3-12: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en columnas de acero, Parte 1 .....	75
Tabla 3-13: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en columnas de acero, Parte 2 .....	76

Tabla 3-14: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en cruces rigidizadoras de acero, Parte 1 .....	76
Tabla 3-15: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en cruces rigidizadoras de acero, Parte 2 .....	77
Tabla 3-16: Valores curva de capacidad en dirección X y Y .....	84
Tabla 3-17: Punto de desempeño para $T_r=475$ años.....	89
Tabla 3-18: Punto de desempeño para $T_r=2500$ años.....	90
Tabla 4-1: Derivas entrepiso asociado a umbrales de daño .....	91

## **Introducción**

El presente trabajo se centra en la calibración y evaluación de un modelo numérico correspondiente al edificio C1 de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, en la ciudad de Cuenca. Es una edificación de uso especial, ya construida y en constante ocupación, constituye un caso de estudio idóneo, ya que es una estructura que debe mantenerse en pie a nivel de prevención de colapso, según lo que menciona nuestra normativa vigente NEC. Para ello es importante verificar la salud estructural del edificio y con ello obtener las frecuencias fundamentales para finalmente generar un modelo numérico que represente el comportamiento actual de la edificación. En este sentido, la evaluación estructural se abordará a través de técnicas combinadas de análisis experimental de medición de vibraciones y análisis numérico.

Además, se realizará una evaluación basada en los resultados obtenidos a partir de mediciones de vibración ambiental efectuadas en el edificio previamente mencionado. Dichas mediciones permitirán realizar una calibración detallada del modelo estructural, con el fin de representar su comportamiento real y, en consecuencia, obtener una evaluación sísmica mucho más precisa y representativa.

## **Problemática**

Normalmente, las evaluaciones sísmicas se realizan a nivel teórico, modelando las edificaciones a partir de los planos estructurales, aplicando las cargas estipuladas por las normas y analizando los resultados obtenidos mediante software especializado. Sin embargo, este tipo de evaluación no siempre representa con precisión el comportamiento real de la estructura, ya que no se dispone de una verificación experimental que confirme la validez del modelo numérico.

Por ello, es común que estas evaluaciones se realicen sin un proceso de calibración, lo que limita su grado de confiabilidad. La calibración estructural, en cambio, permite ajustar el modelo analítico para que reproduzca de forma más fiel el comportamiento de la realidad.

Desde el punto de vista social, la investigación contribuye significativamente a la preservación de la salud estructural en espacios de alta concurrencia como lo son las instalaciones universitarias. Un diagnóstico fiable del estado estructural permite anticipar posibles escenarios de falla, reducir riesgos asociados a la ocupación diaria y garantizar la seguridad y

el bienestar colectivo ante la ocurrencia de sismos. Además, este tipo de evaluaciones fortalece una cultura de prevención y resiliencia, aportando herramientas técnicas para la toma de decisiones en mantenimiento, reforzamiento y gestión de infraestructura. Al consolidar la relación entre salud estructural, normativa vigente y análisis numérico avanzado, este trabajo no solo incrementa el conocimiento académico, sino que también genera un aporte concreto y sostenible a la comunidad universitaria y a la sociedad en general.

## **Objetivo general**

Calibrar y evaluar por desempeño el modelo numérico de un edificio de hormigón armado reforzado con cruces rigidizadores, con el fin de obtener una representación precisa de su comportamiento estructural real. Además de establecer indicadores de desempeño sísmico y garantizar la seguridad estructural en concordancia con las normativas nacionales vigentes y referentes internacionales aplicables.

## **Objetivos específicos**

1. Analizar la información existente.
2. Generar y calibrar un modelo numérico del edificio en un software de cálculo estructural (ETABS), mediante la comparación de frecuencias obtenidas en campo con las obtenidas numéricamente.
3. Definir las rótulas plásticas y obtener la curva de capacidad.
4. Obtener el punto de desempeño aplicando FEMA440 EL.
5. Obtener los niveles de desempeño sísmico usando los umbrales de daño descritos en HAZUS.

## **Alcance**

El presente trabajo de titulación comprende la evaluación de la salud estructural de una edificación existente a partir de los parámetros modales experimentales como frecuencias naturales y modos de vibración obtenidos mediante técnicas de identificación modal operacional (OMA), los cuales son proporcionados por el Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (IERSE) de la Universidad del Azuay, como insumo para el presente estudio, por lo que el registro y procesamiento de las vibraciones ambientales no forman parte del alcance de esta investigación. Con base en dichos parámetros, se desarrollará y calibrará un modelo numérico tridimensional en el software ETABS, ajustando las propiedades mecánicas de los materiales y elementos estructurales hasta lograr una correspondencia aceptable entre las frecuencias experimentales y las analíticas, con aproximadamente un 5% de error. Sobre el modelo calibrado se ejecutará un análisis estático no lineal (pushover) en las dos direcciones principales de la estructura, del cual se obtendrán las curvas de capacidad que representan la relación entre el cortante basal y la deriva de entrepiso máxima.

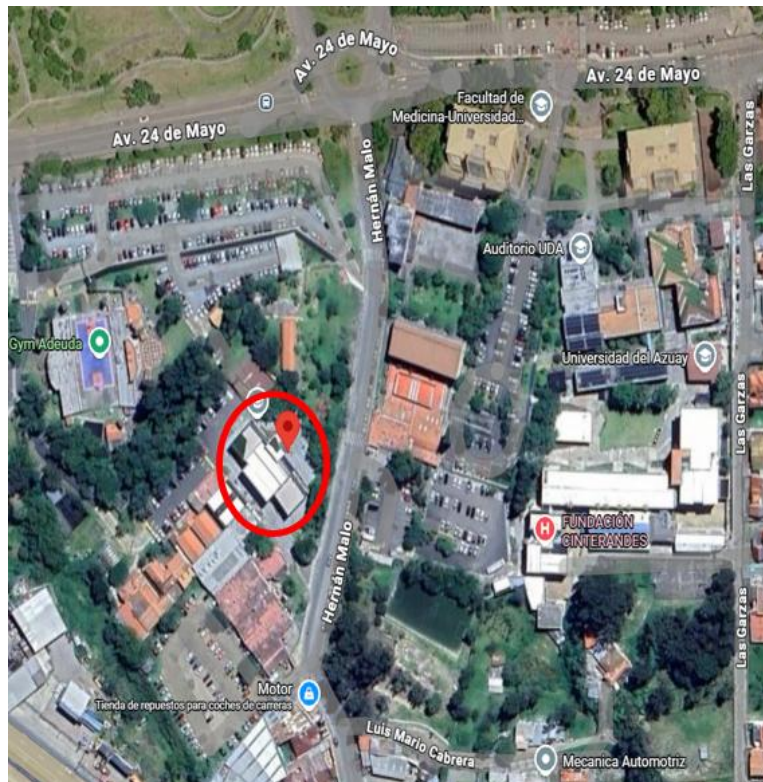
El punto de desempeño sísmico se determinará mediante el método de linealización equivalente establecido en la FEMA 440, implementado directamente en el software ETABS, para los niveles de amenaza correspondientes a períodos de retorno de 475 y 2500 años definidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). Finalmente, la evaluación del daño se realizará clasificando la edificación según su tipología estructural conforme a la metodología HAZUS, cuyos umbrales de estados de daño son leve, moderado, extenso y completo, serán comparados con el desplazamiento obtenido en el punto de desempeño para establecer el nivel de vulnerabilidad sísmica de la edificación y emitir conclusiones sobre su comportamiento esperado ante eventos sísmicos de diseño. Cabe señalar que el presente estudio no incluye el análisis de interacción suelo-estructura, por lo que el modelo numérico considera la base de la edificación como empotrada, quedando los efectos de la flexibilidad del suelo y la amplificación de sitio debidos a dicha interacción fuera del marco de esta investigación.

# 1. Marco teórico

## 1.1 Edificación de estudio

El edificio objeto de estudio se localiza en la Universidad del Azuay, en la ciudad de Cuenca, Ecuador, específicamente en la Facultad de Ciencia y Tecnología, bloque C1, como se muestra en la Figura 1-1 y Figura 1-2. Se trata de una edificación de hormigón armado, reforzada mediante cruces rigidizadoras de acero, destinada a actividades académicas y que, de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-DS (Sección 4.1, Tabla 6), se clasifica como una edificación de ocupación especial, y que se encuentra construida y en ocupación permanente (NEC-SE-DS, 2014). En este contexto, resulta razonable exigir que la estructura garantice, como mínimo, un desempeño adecuado a nivel de prevención de colapso según la demanda definida para el periodo de retorno de 2500 años.

Figura 1-1: Ubicación edificio de ciencia y tecnología, bloque C1



Fuente: Google maps

Figura 1-2: Ubicación del edificio

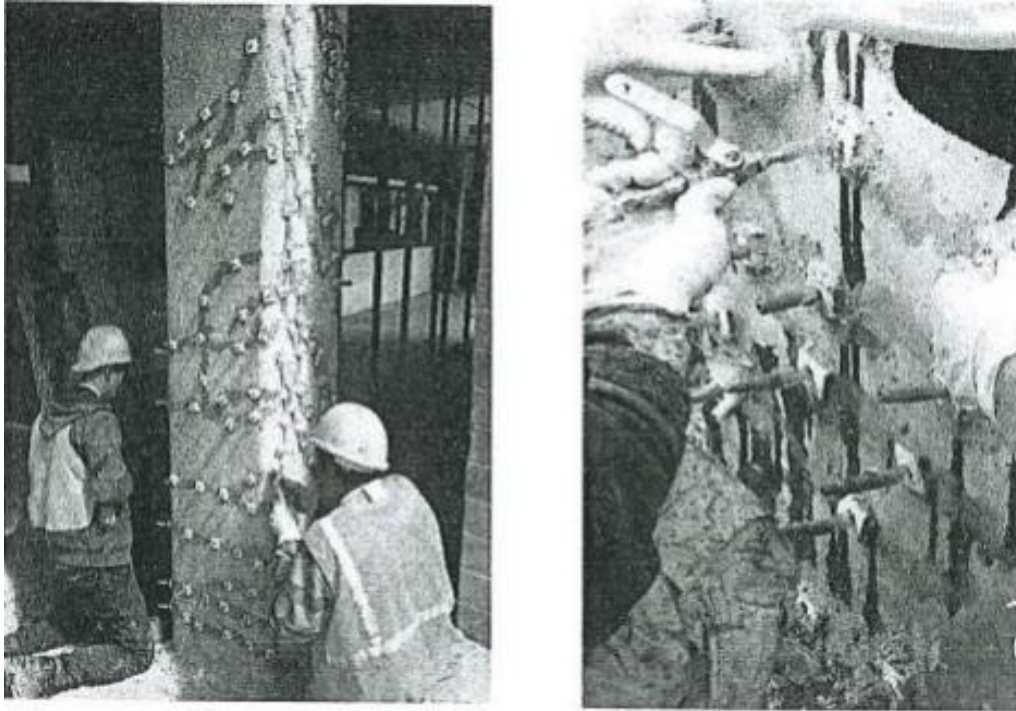


Fuente: Unidad de planeamiento - UDA

La edificación fue construida en 1998 la estructura tenía originalmente 3 plantas y cubierta, estaba conformada por pórticos de hormigón armado resistentes a momentos de 6 metros de luz entre ejes, compuestos de columnas cuadradas y vigas banda (embebidas en las losas), era una sola estructura con el bloque de escaleras. Esta fue construida previo a la existencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) ya que la norma no recomienda utilizar vigas banda (Cabrera & Andrade, 2019).

Se realizó una primera intervención en el año 2016, en donde se realizó una inyección a presión de epóxico líquido en columnas como se muestra en la Figura 1-3, se instalaron nuevas columnas de acero en la planta baja colocando entre estas cruces rigidizadoras, con esto, se logró recuperar la capacidad del edificio sobre ese nivel, casi hasta el estado inicial sin daño, sin embargo, el nivel de desplazamiento esperado es muy elevado, lo que significa un elevado daño estructural, por lo que el edificio no presentaba la capacidad suficiente para resistir movimientos sísmicos de mediana o gran magnitud. (Cabrera & Andrade, 2019).

*Figura 1-3: Inyección a presión de epóxico líquido en columnas planta baja*



### **INYECCION A PRESION DE EPOXICO LIQUIDO**

*Fuente: (Vázquez & Narváez, 2023)*

Estos resultados fueron corroborados el 18 de marzo de 2023, cuando un evento sísmico ocasionó daños graves en el edificio, ya que sufrió daños en elementos estructurales y no estructurales, el daño principal se generó en la mampostería de ladrillo confinado, como se muestra en la Figura 1-4, Figura 1-5 y Figura 1-6. (Vázquez & Narváez, 2023)

*Figura 1-4: Daño en mampostería*



*Fuente: (Vázquez & Narváez, 2023)*

*Figura 1-5: Daño en mampostería*



*Fuente: (Vázquez & Narváez, 2023)*

*Figura 1-6: Daño en columna primera planta alta*



*Fuente: (Vázquez & Narváez, 2023)*

Como consecuencia de estos daños, se tomó la decisión de separar estructuralmente las escaleras. Adicionalmente se realizó un reforzamiento construyendo un anillo de rigidización a nivel de la primera planta alta y se derrocaron los dos niveles superiores, también se retiró la mampostería de ladrillo. Estos cambios sirvieron para liberar la masa y la carga. Luego del reforzamiento se espera que la estructura garantice la seguridad de los ocupantes, obteniendo un nivel de desempeño de ocupación inmediata. (Vázquez & Narváez, 2023). En la Figura 1-7 se muestra una foto actual del edificio.

*Figura 1-7: Foto actual del edificio de estudio*



*Fuente: Universidad del Azuay*



Según la NEC-SE-DS, el país está dividido en seis zonas sísmicas, a cada una de estas le corresponde un valor de parámetro  $Z$ . Este valor representa a la máxima aceleración en roca esperada para el terremoto de diseño. Según la normativa, la ciudad de Cuenca está localizada en la zona II, a la cual se la categoriza como de peligrosidad alta, con un valor de  $z = 0.25g$  para un periodo de retorno de 475 años. En la Figura 1-8 se puede ver el mapa de peligrosidad sísmica para Ecuador, en donde se identifican las distintas zonas sísmicas. (Cabrera & Andrade, 2019)

La edificación de estudio, al ser de uso educativo, es catalogada como estructura de ocupación especial, y se tiene los siguientes niveles de desempeño para los escenarios sísmicos descritos a continuación:

Nivel de servicio frente a sismo menor: Evento sísmico de servicio con periodo de retorno de 72 años. Se espera que la estructura no presente daños en elementos estructurales y no estructurales, manteniendo plenamente su comportamiento elástico. (Cabrera & Andrade, 2019)

Nivel de daño para sismo moderado: Asociado a un sismo ocasional con periodo de retorno de 225 años. Está relacionado a la seguridad de vida, protección de los ocupantes y garantía de la funcionalidad de la estructura. (Cabrera & Andrade, 2019)

Nivel de colapso para sismo severo: Se relaciona con el sismo de diseño, con un periodo de retorno de 475 años. Se busca limitar los daños estructurales y garantizar que la edificación conserve condiciones operativas, evitando fallas catastróficas. (Cabrera & Andrade, 2019)

Nivel de prevención del colapso para sismo extremo: Corresponde a la evaluación de la respuesta estructural frente a un terremoto extremo, con un periodo de retorno de 2500 años. La verificación se orienta a asegurar que la estructura no exceda el umbral de prevención del colapso. (Cabrera & Andrade, 2019)

Para caracterizar el territorio de análisis, es importante conocer el tipo de suelo en donde está ubicada la estructura a analizar. Según un estudio realizado por (Riquetti, 2014) en donde se realizaron estudios geotécnicos a la Universidad del Azuay, en este informe se describe como un suelo tipo CH según la SUCS (Sistema unificado de clasificación de suelos), con arcillas de alta comprensibilidad, con valores de índice de plasticidad

mayores a 20. Esto corresponde con un suelo tipo E, según la Tabla 2 de la NEC-SE-DS. (NEC-SE-DS, 2014)

Se conoce como riesgo sísmico a la probabilidad de que algún elemento o conjunto de ellos, en este caso estructurales, llegue a sufrir daños ante la acción de eventos sísmicos. Para encontrar el riesgo sísmico (R) se toma en cuenta la peligrosidad sísmica (H), la vulnerabilidad en las estructuras (V), la exposición de las estructuras y sus habitantes (E) y finalmente el costo de la reparación o de pérdidas (C). (Parra, 2016).

### **1.3 Salud Estructural**

Considerando el contexto existente en el Ecuador, resulta fundamental disponer de herramientas que permitan conocer, monitorear y comprender el comportamiento real de las estructuras, de manera que sirvan como soporte técnico para evaluaciones estructurales confiables y decisiones preventivas.

En este contexto, la salud estructural (*Structural Health Monitoring, SHM*) se define como un proceso orientado a la detección, localización y evaluación de daños en estructuras de cualquier tipo, mediante la observación continua de su comportamiento estructural (Cabrera, 2022). A través del SHM y concretamente, del análisis modal operacional (*Operational Modal Analysis (OMA)*), es posible caracterizar el estado inicial y la evolución del comportamiento dinámico de una edificación, estableciendo líneas base que permiten interpretar cambios en sus propiedades estructurales y que sirven de referencia para análisis estructurales posteriores, evaluaciones de desempeño y estudios de seguridad. Asimismo, su aplicación contribuye a identificar procesos de deterioro antes de que se alcancen estados críticos, favoreciendo la seguridad, funcionalidad y durabilidad de la estructura. (Farrar & Worden, 2012).

A partir de esta capacidad de caracterización y seguimiento, el SHM proporciona información en tiempo real sobre el nivel de seguridad estructural, especialmente después de eventos extremos y desastres naturales. Esta información constituye un insumo fundamental para la planificación de inspecciones técnicas, así como para la definición de estrategias de rehabilitación, mantenimiento y reparación de las edificaciones. En este sentido, su implementación a largo plazo resulta clave para garantizar la seguridad estructural y operativa de las estructuras (Ko & Ni, 2005)

Para alcanzar estos objetivos, la salud estructural se apoya en la implementación de estrategias de detección y caracterización de daños mediante la medición de variables dinámicas, tales como aceleraciones, deformaciones, rotaciones y desplazamientos. En función del enfoque adoptado, se distinguen tres metodologías principales: el enfoque basado en modelos, que emplea modelos numéricos o analíticos para identificar variaciones en los parámetros estructurales; el enfoque basado en datos, que utiliza técnicas estadísticas para detectar anomalías a partir de grandes volúmenes de información; y el enfoque basado en desempeño, que vincula los estados de daño con parámetros de demanda estructural (Hou *et al.*, 2018).

#### **1.4 Análisis Modal Operacional**

Para realizar un análisis de salud estructural se puede usar la técnica conocida como: Análisis Modal Operacional. El cual es un procedimiento donde se determinan las características dinámicas correspondientes de una edificación estructural en forma de sus frecuencias, coeficientes de amortiguamiento modal y modos de vibración, y se usan para generar un modelo matemático que refleje su comportamiento dinámico real. (Pachón García, 2016), a partir de la medición de vibración ambiental.

El uso de estas técnicas comienza en los años 80, es conocida por sus ventajas prácticas, especialmente por el hecho de que no se necesita de equipamiento externo para excitar la estructura y además puede ser aplicado de forma continua a lo largo de la vida útil. Sin embargo, este método puede llevar a discrepancias en los resultados según el tipo de carga predominante al momento del ensayo (por ejemplo, la cantidad de personas que se encuentran en el edificio). (Bertero *et al.*, 2022)

Todos los métodos mencionados tienen numerosas aplicaciones, entre ellas la revisión y actualización de modelos numéricos de estructuras ya construidas. En edificaciones que generalmente se hace en ingeniería civil como puentes, torres, edificios, etc. Resulta económico y práctico los ensayos de vibraciones ambientales. Con estos ensayos se obtienen los parámetros modales que son netamente de la respuesta estructural (Pachón García, 2016)

## **1.5 Técnicas de identificación modal**

### **1.5.1 Peak Picking**

Dentro del análisis modal operacional, existen algunas técnicas para encontrar los parámetros modales de un sistema, entre ellas se encuentra el método del Peak Picking (PP). Este ayuda con la aproximación más simple y rápida a la estimación de los parámetros modales de una estructura sujeta a cargas ambientales, el pico reconocido en la gráfica de densidad espectral de potencia (PSD) puede ser utilizado para identificar las frecuencias naturales del sistema. El método presenta ventajas como su facilidad para ser usado y la rapidez con la que son estimados los parámetros modales. (Cárdenas & Medina, 2016); sin embargo, no es adecuado para separar modos muy cercanos o acoplados y mucho menos para la obtención de la forma modal y el amortiguamiento asociado a cada modo.

### **1.5.2 Descomposición en el dominio de las frecuencias (FDD)**

Su forma de obtener los parámetros modales es mediante la descomposición en valores singulares. Gracias al cálculo de la matriz de densidad espectral de potencia en el dominio de las frecuencias. Los picos de cada valor singular de la misma indican las frecuencias naturales del sistema y los vectores asociados a cada una que representan las formas modales. (Brincker & Ventura, 2015)

### **1.5.3 Stochastic Subspace Identification (SSI)**

La Identificación Estocástica en Subespacios (SSI) es un método de análisis modal operacional que permite identificar un modelo dinámico en espacio de estados de orden  $n$  a partir de datos de respuesta únicamente, asumiendo excitación ambiental de carácter aleatorio o estocástico. Esta técnica está basada en el dominio del tiempo y consiste en el ajuste de un modelo matemático de orden  $N$  para identificar los “polos estables” que se mantienen constantes a medida que  $N$  aumenta, esos polos estables corresponden a la respuesta física de la estructura. (Rainieri & Fabbrocino, 2014)

## **1.6 Resultados de las mediciones de vibración ambiental**

Los tres métodos descritos (PP, FDD y SSI) son empleados para la identificación de los parámetros modales del edificio. El PP constituye un análisis básico que ofrece una primera aproximación visual de la respuesta estructural. El FDD es un método más avanzado que permite identificar formas modales y valores de amortiguamiento. Finalmente, el SSI resulta ser el más preciso, especialmente en la estimación del amortiguamiento modal, mientras que las frecuencias y formas modales obtenidas con FDD y SSI son prácticamente equivalentes.

Es importante señalar que los parámetros modales como frecuencias, formas modales y amortiguamiento, no fueron determinados directamente en el presente trabajo. Los valores utilizados fueron proporcionados por el IERSE (Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador) de la Universidad del Azuay, institución que los obtuvo mediante campañas de medición de vibración ambiental sobre la estructura. El objetivo de contar con esta información es disponer de valores de referencia reales con los cuales comparar los resultados del modelo numérico, permitiendo así su calibración y validación.

### **1.7 Modelación y calibración en ETABS**

La modelación y calibración del modelo estructural se llevará a cabo en el software ETABS (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024) el cual es ampliamente usado en la ingeniería estructural para el análisis, diseño y evaluación de edificaciones. Su uso resulta especialmente relevante debido a que cuenta con la capacidad de realizar análisis estáticos no lineales que permiten obtener la curva de capacidad de la edificación y evaluar la formación de rotulas plásticas en columnas, vigas y muros, utilizando criterios establecidos en la ASCE 41. De esta manera, el software brinda una visión más aproximada del desempeño de la edificación frente a sismos.

Adicionalmente, el software permite calibrar el modelo estructural, mediante la comparación de frecuencias, períodos y formas modales obtenidas en el programa con las mediciones realizadas en campo. Esto resulta de gran utilidad para la evaluación de la edificación de estudio, ya que se puede ajustar el modelo hasta obtener parámetros modales muy parecidos. Todo esto convierte a ETABS en una gran herramienta para evaluar el estado de las estructuras.

## 1.6 Rótulas plásticas

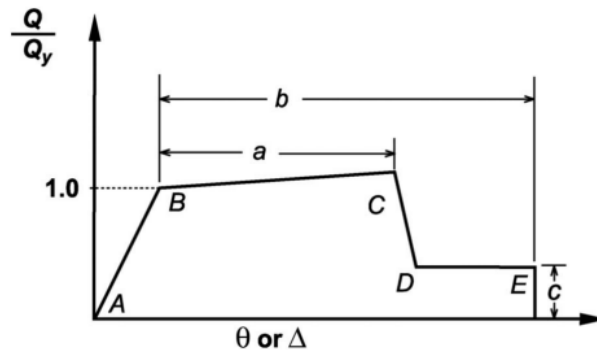
Para la evaluación sísmica es fundamental conocer el comportamiento de las rótulas plásticas las cuales se definen como la zona donde se presenta la deformación plástica concentrada. Los materiales estructurales presentan diferentes propiedades mecánicas, entre ellas la plasticidad, que permite a un elemento deformarse de manera irreversible ante la acción de fuerzas exteriores. En este estado, el elemento deja de comportarse de forma elástica al haber alcanzado su límite de fluencia. (Muñoz, 2024). La presencia de rótulas plásticas permite que las estructuras continúen redistribuyendo esfuerzos internos, de esta forma se evitan colapsos repentinos y frágiles.

Estas rótulas deben formarse en ubicaciones controladas, de manera que la demanda de ductilidad se distribuya adecuadamente en la estructura y se evite la concentración de daño en un solo nivel. La norma define el comportamiento de rótulas plásticas a partir de la capacidad plástica de la sección transversal, basada en la fluencia completa del material, y establece criterios de aceptación mediante rotaciones plásticas admisibles asociadas a distintos niveles de desempeño estructural. (ASCE 41, 2017)

Una manera de representar las rótulas plásticas y su formación, es mediante el incremento de momentos en una viga. Al aplicarse un momento, los esfuerzos varían linealmente desde el eje neutro de la sección hasta la fibra externa. El momento seguirá incrementándose hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia en las fibras externas. Posteriormente, las fibras cercanas al eje neutro aportarán un momento resistente adicional, provocando que progresivamente más fibras entren en régimen plástico hasta alcanzar el eje neutro, donde se logra una distribución plástica total. Cuando la sección alcanza este estado, se considera que se ha formado una rótula plástica. En conclusión, el momento seguirá aumentándose hasta llegar al momento plástico, el cual ocasiona que toda la sección transversal del elemento se plastifique, generando en ese instante una rótula plástica. (McCormac & Csernak, 2000)

Las rótulas plásticas se llegan a representar con la Figura 1-9, en donde el eje x representa la rotación o deformación y el eje y el momento.

Figura 1-9: Representación de Rótula Plástica



Fuente: (ASCE41, 2017)

En la Figura 1-9 podemos apreciar los siguientes puntos:

- A: Inicio de la curva
- B: Punto de fluencia
- C: Punto de capacidad ultima
- D: Fuerza residual
- E: Punto de Falla completa

(Cabrera, 2022; Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

### 1.7 Análisis Estático no Lineal

El Análisis Estático no Lineal es una metodología empleada para evaluar la capacidad resistente de una estructura frente la aplicación de un patrón determinado de cargas laterales. Las mismas que podemos decir que representan la demanda sísmica (ATC-40, 1996; Cabrera, 2022). Dicha capacidad se representa median la curva de capacidad, la cual consiste en aplicar cargas que van incrementando a la estructura, las mismas que son aplicadas de forma monótonica hasta llevar la estructura al colapso (Cabrera, 2022; Flores Vega, 2021).

La determinación de la capacidad estructural requiere de la elaboración previa de un modelo numérico del edificio, desarrollado en un software de análisis adecuado. Estos modelos deben buscar reproducir de manera adecuada el comportamiento mecánico y la respuesta resistente de la edificación (Cabrera, 2022). Por ello la creación de la curva depende de las características de los elementos estructurales, tales como su capacidad de deformación y resistencia (ATC-40, 1996; Torres & Vásquez, 2021).

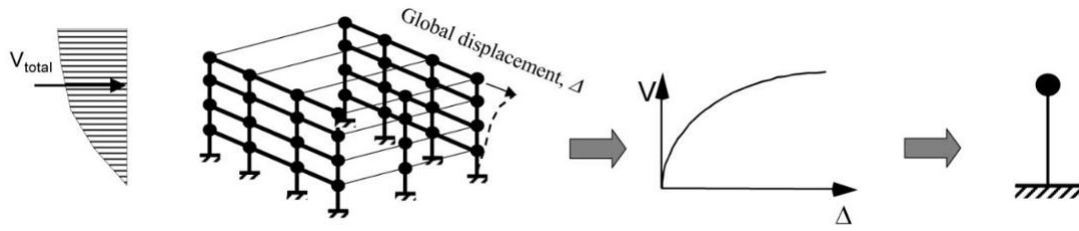
Este tipo de análisis constituye una herramienta fundamental para estimar las fuerzas sísmicas y las deformaciones que experimentará una estructura durante un evento sísmico (Krawinkler & Seneviratna, 1998). Su formulación se basa principalmente en la resistencia y en la capacidad de deformación máxima que pueden alcanzar los distintos componentes estructurales. A diferencia de los análisis lineales, este procedimiento no se limita al rango elástico, por lo que resulta indispensable considerar el comportamiento no lineal de la estructura.

El método se caracteriza por emplear sistemas equivalentes de un solo grado de libertad, los cuales representan de manera simplificada el comportamiento global de estructuras que, en realidad, poseen múltiples grados de libertad. Estos sistemas equivalentes permiten obtener una visión integral de la respuesta estructural frente a la acción sísmica. Como resultado del análisis se obtiene la denominada curva de capacidad, la cual se expresa en función del desplazamiento del nivel superior y del cortante basal. Durante la aplicación progresiva de las cargas, inicialmente se produce el agrietamiento en vigas y columnas; posteriormente se desarrollan las primeras rótulas plásticas, hasta alcanzar finalmente el estado de colapso estructural (FEMA-356, 2000; Mejía & Tintaya, 2023).

El procedimiento para la obtención de la curva de capacidad se basa en la ejecución de una secuencia de análisis elásticos incrementales, cuyos resultados se combinan progresivamente hasta construir dicha curva. El patrón de cargas laterales adoptado en el análisis puede definirse de forma uniforme, triangular, o bien ser proporcional a uno de los modos de vibración de la estructura (FEMA-440, 2005).

Una correcta representación del comportamiento estructural depende de la adecuada definición de las ecuaciones esenciales de los materiales y de las rotulas plásticas de los elementos. El procedimiento acaba cuando la estructura se vuelve parcial o totalmente inestable. (ATC-40, 1996; Cabrera, 2022). En la Figura 1-10 Esquema del ensayo de empuje incremental para obtener la curva de capacidad. se muestran la secuencia de pasos para obtener la curva de capacidad.

Figura 1-10 Esquema del ensayo de empuje incremental para obtener la curva de capacidad.



Fuente: FEMA-440, 2005

### 1.8 Método de linealización equivalente

El método de linealización equivalente (EL), es una mejora al método del espectro de capacidad (CSM), propuesto en el ATC 40, que se encuentra en FEMA 440. Gracias a esta actualización se introduce la posibilidad de estimar desplazamientos máximos reemplazando el comportamiento no lineal de la estructura por un modelo equivalente. Para ello se define un periodo efectivo y amortiguamiento efectivo, estos se obtienen en función de la ductilidad de demanda y la forma de la curva de capacidad. Con esto se logra un procedimiento práctico para evaluar el desempeño estructural, manteniendo alto nivel precisión en los resultados para fines de evaluación sísmica. (FEMA-440, 2005; Pinedo Mori & Taipe Osaita, 2022).

De igual manera, no existe un cambio significativo entre ambos métodos, existe un estudio de una edificación de hormigón armado en Perú, donde se los métodos propuestos por el ATC 40 y FEMA 440 y los resultados de los mismos no presentan mayor diferencia (Salas *et al.*, 2026).

La linealización equivalente propone una ruta alternativa para aproximar la demanda de desplazamiento de una estructura ante acciones sísmicas. El método parte del resultado del Pushover, el cual se pasa al formato ADRS (acceleration displacement response spectrum) permitiendo representar la capacidad estructural en términos de aceleración y desplazamiento espectral. (Cabrera & Andrade, 2025). El procedimiento iterativo descrito en FEMA 440, ofrece tres procedimientos posibles para encontrar el punto de desempeño, en el caso de ETABS (software que se utilizará en el presente trabajo) utiliza el tercer método, que genera una familia de puntos potenciales y determina la intersección con el espectro de capacidad. De esta forma se obtiene una estimación del desplazamiento máximo compatible con el comportamiento inelástico considerado. (Ramos Cristóbal & Rodríguez Sebastián, 2021).

### 1.9 Punto de desempeño

Se obtiene comparando la capacidad resistente de la estructura con la demanda sísmica impuesta por un terremoto determinado. Para ello, ambos espectros se expresan en un mismo formato, conocido como ADRS, lo que permite analizarlos de manera conjunta. Al superponer el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de demanda sísmica, se identifica un punto de intersección entre ambos. Este punto representa el equilibrio entre la capacidad de la edificación y la demanda del sismo considerado, y se conoce como punto de desempeño. Dicho punto indica el desplazamiento máximo esperado de la estructura durante el evento sísmico. (Cabrera, 2022).

Una vez determinado este punto, debe compararse con los límites o niveles de desempeño definidos en Hazus, los cuales establecen el grado de daño o funcionalidad de la edificación. (ASCE 41, 2017; FEMA, 2020).

### 1.10 Clasificación según Hazus

El edificio de estudio corresponde a una edificación de dos niveles y terraza, cuya estructura principal está constituida por pórticos de hormigón armado, complementado con cruces rigidizadoras de acero que participan en la resistencia de fuerzas laterales. De acuerdo con la tipología establecida en el manual Hazus, las edificaciones de uno a tres pisos se clasifican como *Low-Rise* (L), por lo que el edificio se encuentra dentro de esta categoría. (FEMA, 2020)

En función de su sistema estructural resistente a cargas laterales, el edificio presenta características que permiten asociarlo a dos tipologías: C1L (*Concrete moment frame – low-rise*) y S2L (*Steel braced frame – low-rise*). La primera corresponde a estructuras de hormigón armado resistentes a momento, mientras que la segunda es para edificaciones con sistema de arriostramiento de acero. (FEMA, 2020)

La clasificación C1 describe edificaciones cuya estabilidad depende de pórticos de hormigón armado diseñados para resistir momentos flectores. El desempeño sísmico de estas estructuras está condicionado por su nivel de detallado y ductilidad. En edificaciones más antiguas, la limitada capacidad de disipación puede derivar en fallas frágiles, especialmente por cortante o deficiencias en nudos. (FEMA, 2020)

En cambio, la tipología S2 corresponde a estructuras con arriostramiento de acero, en las cuales los elementos diagonales absorben y disipan la energía sísmica mediante mecanismos de fluencia, pandeo o tracción. El daño estructural progresa típicamente desde deformaciones menores en diagonales y conexiones (estado leve), hasta pandeo generalizado, falla de uniones y posibles colapsos parciales (estado completo). (FEMA, 2020)

El edificio de estudio combina ambos comportamientos: el sistema de pórticos de hormigón participa en la resistencia a momento, mientras que las cruces rigidizadoras de acero contribuyen significativamente a la rigidez lateral y al control de derivas. Esta configuración híbrida genera un comportamiento estructural que no se ajusta de manera exclusiva a una sola tipología, sino que comparte características de ambas. (FEMA, 2020)

Adicionalmente, considerando que la edificación fue construida con anterioridad a la vigencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), corresponde su categorización dentro del nivel Pre-Code, según la clasificación de HAZUS. Esta condición implica una reducción en la capacidad post-elástica esperada y, por tanto, la adopción de relaciones de deriva ajustadas conforme a los criterios establecidos para edificaciones sin diseño sísmico reglamentado. (FEMA, 2020)

### **1.11 Evaluación de daños mediante Hazus (FEMA)**

La Hazus Earthquake Model Technical Manual 4.2 SP3 está dedicada al cálculo del daño físico directo sobre el conjunto general de edificaciones como resultado de un sismo. En él se presentan los métodos para estimar las probabilidades de distintos niveles de daño: leve, moderado, extenso y completo. Ya que el edificio presenta un sistema estructural compuesto, la interpretación de los estados de daño estructural se realiza integrando los mecanismos de deterioro características de ambas tipologías estructurales descritas en Hazus. (FEMA, 2020)

**Daño estructural leve:** las deformaciones estructurales permanecen dentro de un rango cercano al comportamiento elástico del sistema, en pórticos de hormigón pueden aparecer fisuras finas que no comprometen la capacidad del sistema. En las cruces pueden presentarse ligeras deformaciones. (FEMA, 2020)

**Daño estructural moderado:** La mayoría de vigas y columnas presentan grietas finas, algunos elementos de la estructura ya alcanzan el rango elástico, se presentan fisuras de

flexión más grandes y empiezan a evidenciarse deformaciones inelásticas en algunos elementos. Las conexiones de las cruces muestran indicios de haber alcanzado su límite de fluencia, existen fallos en soldaduras o conexiones empernadas, la capacidad de disipación de energía se disminuye. (FEMA, 2020)

**Daño estructural extenso:** La mayoría de los elementos estructurales han superado su rango de comportamiento elástico, existe un desprendimiento significativo del recubrimiento del hormigón y deformación en el refuerzo longitudinal, varios elementos han superado su capacidad. La mayoría de cruces superan su capacidad de fluencia presentando deformaciones significativas, existe una deformación lateral permanente significativa de la estructura con riesgo a colapsos parciales. (FEMA, 2020)

**Daño estructural completo:** La estructura supera su capacidad máxima, comprometiendo gravemente su estabilidad global. En pórticos de hormigón se presentan fallas frágiles en columnas, pérdida de confinamiento del hormigón y deformaciones excesivas del refuerzo lo que lleva a la pérdida de capacidad portante del sistema. El sistema de arriostramiento puede presentar fractura o falla en las cruces, rotura de conexiones o pérdida de estabilidad global. La estructura entra en riesgo de colapso total. (FEMA, 2020)

## 2 Elaboración del modelo en ETABS

### 2.1 Especificaciones técnicas

El edificio se diseñó con las siguientes especificaciones que serán tomadas como punto de partida en el modelo generado para la edificación en estudio:

$f'c$  = Resistencia del hormigón a compresión a los 28 días = 210 kg/cm<sup>2</sup> (21 Mpa )

$f_y$  = Limite de fluencia del acero de refuerzo = 4200 kg/cm<sup>2</sup> (420 Mpa)

El módulo de elasticidad del hormigón se obtuvo mediante la siguiente ecuación perteneciente al capítulo 19 del ACI 318-19 (ACI 318-19, 2019a)

$$E_c = 4700 * \sqrt{21} = 21538.11 \text{ Mpa} = 219627.60 \text{ Kgf/cm}^2$$

$f_y$  = Resistencia a la fluencia del acero estructural A36 = 2520 kg/cm<sup>2</sup> (25 Mpa)

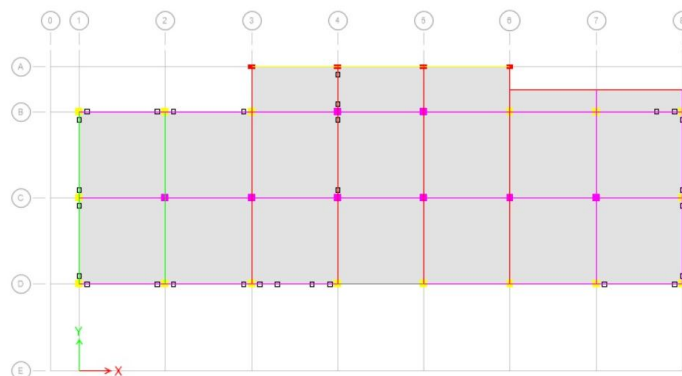
E = Modulo de elasticidad del acero estructural A36 = 2 100 000 kg/cm<sup>2</sup> (200 Gpa)

### 2.2 Descripción del edificio

La estructura resistente del edificio es de hormigón armado configurado mediante pórticos resistentes a momento. Tiene una luz de 6 m entre los ejes. Tiene en su mayoría columnas cuadradas de 50 cm x 50 cm. Las vigas están embebidas en las losas, por lo que tiene vigas banda de 50 cm x 30 cm. La losa es de 30 cm alivianada con bloques de pómez, con losa maciza de 1.50 m en todas las uniones debido a las fuerzas cortantes. (Cabrera & Andrade, 2019)

En la Figura 2-1 se puede apreciar una vista en planta del plano estructural:

Figura 2-1: Vista en planta



Fuente: Autores

## 2.3 Descripción de la estructura para la modelación

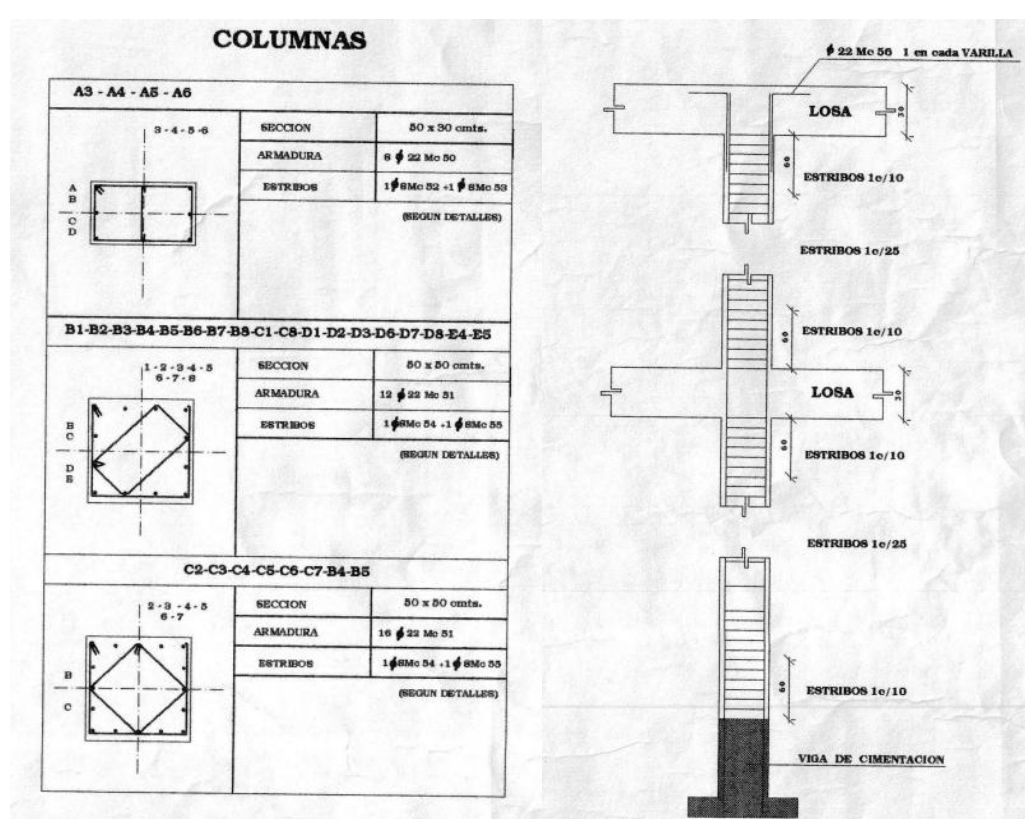
### 2.3.1 Columnas

#### Columnas de hormigón armado

La edificación presenta diferentes configuraciones dependiendo de la posición de la columna. Para las columnas en los pórticos interiores (columnas rosadas Figura 2-1) tenemos dimensiones de 50 cm x 50 cm, el armado longitudinal consta de 16  $\phi$  22 mm y el transversal 1  $\phi$  8 mm @ 10 cm. Para las columnas en los pórticos exteriores (columnas amarillas Figura 2-1) tenemos dimensiones de 50 cm x 50 cm, el armado longitudinal consta de 12  $\phi$  22 mm y el transversal 1  $\phi$  8 mm @ 10 cm. Y finalmente para las columnas en los pórticos posteriores (columnas rojas Figura 2-1) tenemos dimensiones de 50 cm x 50 cm, el armado longitudinal consta de 8  $\phi$  22 mm y el transversal 1  $\phi$  8 mm @ 10 cm. (Cabrera & Andrade, 2019)

En la Figura 2-2 se evidencia los planos estructurales con el detallado de columnas:

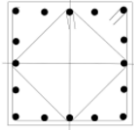
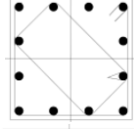

Figura 2-2: Detalle columnas de hormigón



Fuente: Planos estructurales

En la Tabla 2-1 se puede ver un resumen del armado de columnas de hormigón:

Tabla 2-1 Detalle de dimensiones y de armado columnas de hormigón

Pórtico	Dimensiones (cm)	Armado		Detalle de armado	$\rho$ (%)
		Longitudinal	Transversal		
Interior	50 x 50	16 $\phi$ 22	1 $\phi$ 8 c10 cm		2.43
Exterior	50 x 50	12 $\phi$ 22	1 $\phi$ 8 c10 cm		1.82
Posterior	50 x 30	8 $\phi$ 22	1 $\phi$ 8 c10 cm		2.03




Fuente: Planos estructurales

Se debe tomar en cuenta que los estribos de 8 mm no cumplen con la normativa vigente que estipula como mínimo estribos de 10 mm. Además, el bloque de escaleras original fue separado de la estructura principal, y en su lugar se construyó un bloque individual adosado al edificio para evitar posibles problemas de torsión.

### Columnas de acero

En el 2016 se realizó un primer reforzamiento de la edificación, en donde se colocaron nuevas columnas de acero cuadradas 300 mm x 300 mm x 10 mm en la planta baja (columnas negras en la Figura 2-1), para poner cruces rigidizadoras entre ellas. Mismo que se encuentran colocadas en los ejes A, B, D, 1, 3, 4, 6 y 8. En 2023 se realizó un segundo reforzamiento, en donde se colocó columnas de acero cuadradas 200 mm x 200 mm x 6 mm en la primera planta alta planta en los mismos ejes que el primer reforzamiento. Además, como se mencionó en el capítulo 1, se demolió dos plantas superiores, por lo tanto, se construyó una cubierta que también cuenta con columnas de acero cuadradas 200 mm x 200 mm x 6 mm, que se encuentran en las vistas en elevación de los ejes 1, 3, 4, 5, 6, 8, A, B y D. Se presenta un detalle de las columnas de acero en la Tabla 2-2.

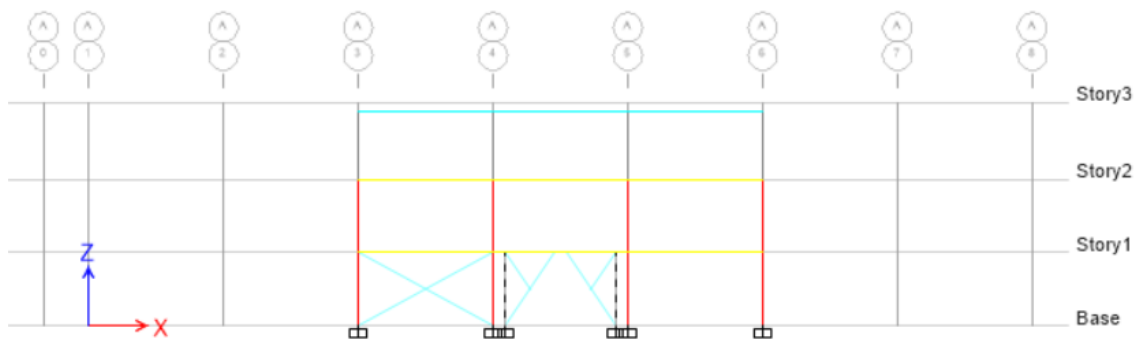
Tabla 2-2: Detalle de columnas de acero

Piso	Dimensiones (mm)	Tipo	Detalle
Primer	300 x 300 x 10	Cuadrada	
Segundo	200 x 200 x 6	Cuadrada	
Terraza	200 x 200 x 6	Cuadrada	

Fuente: Planos estructurales

En la siguiente Figura 2-3, se puede apreciar la vista en elevación del eje A:

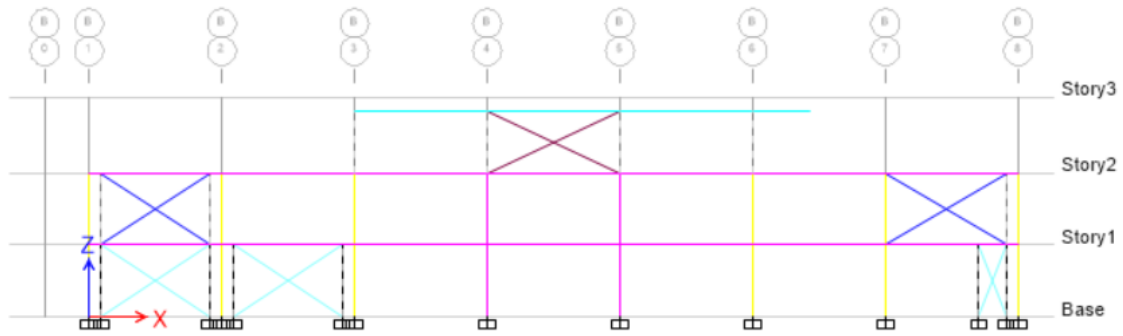
Figura 2-3: Vista en elevación, eje A



Fuente: Autores

En la siguiente Figura 2-4, se puede apreciar la vista en elevación del eje B:

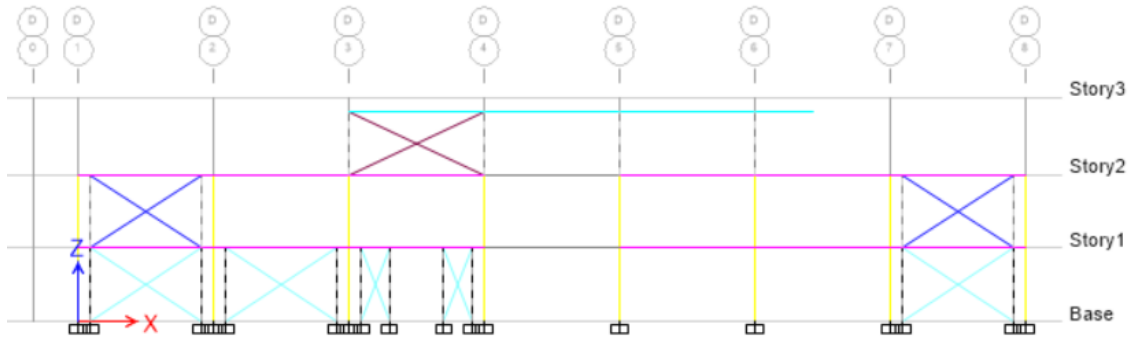
Figura 2-4: Vista en elevación, eje B



Fuente: Autores

En las siguiente Figura 2-5, se puede apreciar la vista en elevación del eje D:

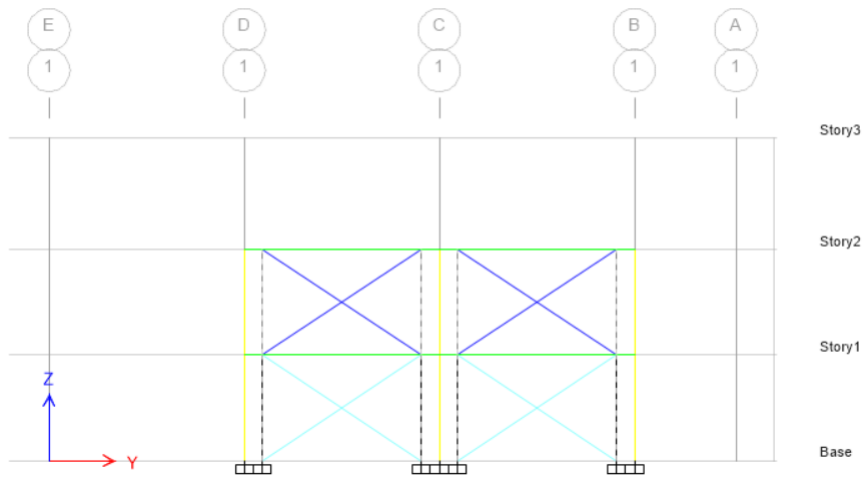
Figura 2-5: Vista en elevación, eje D



Fuente: Autores

En las siguiente Figura 2-6, se puede apreciar la vista en elevación del eje 1:

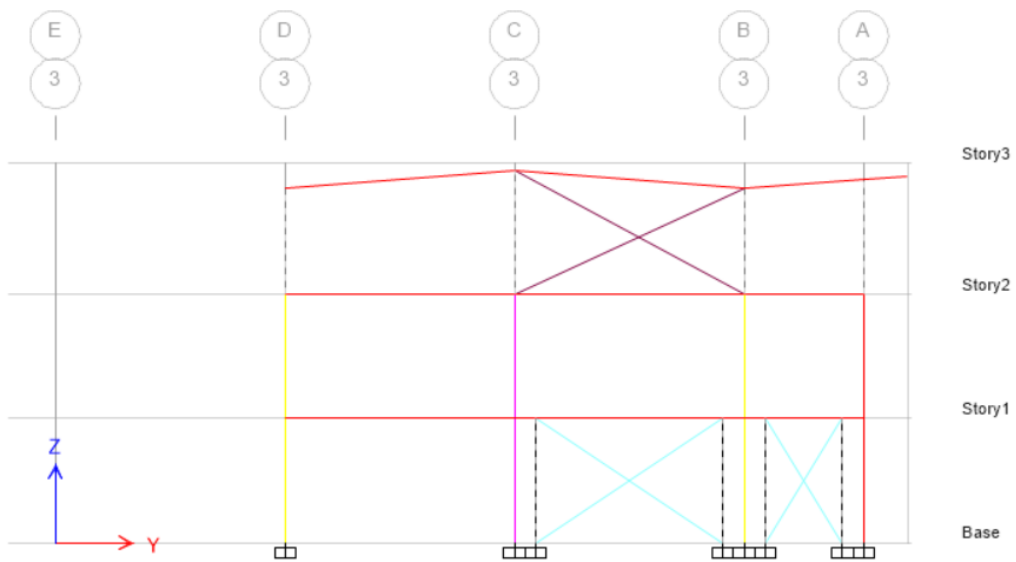
Figura 2-6: Vista en elevación, eje 1



Fuente: Autores

En las siguiente Figura 2-7, se puede apreciar la vista en elevación del eje 3:

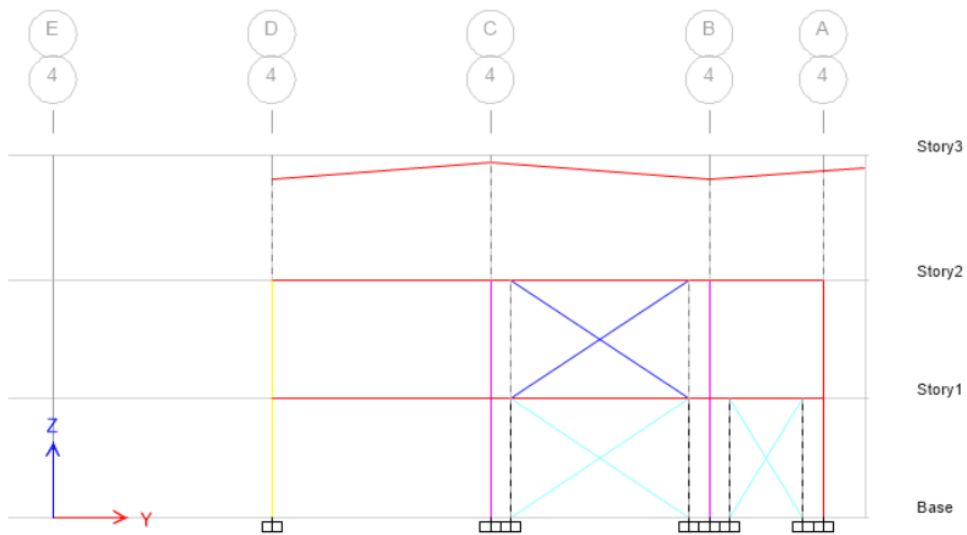
Figura 2-7: Vista en elevación, eje 3



Fuente: Autores

En las siguiente Figura 2-8, se puede apreciar la vista en elevación del eje 4:

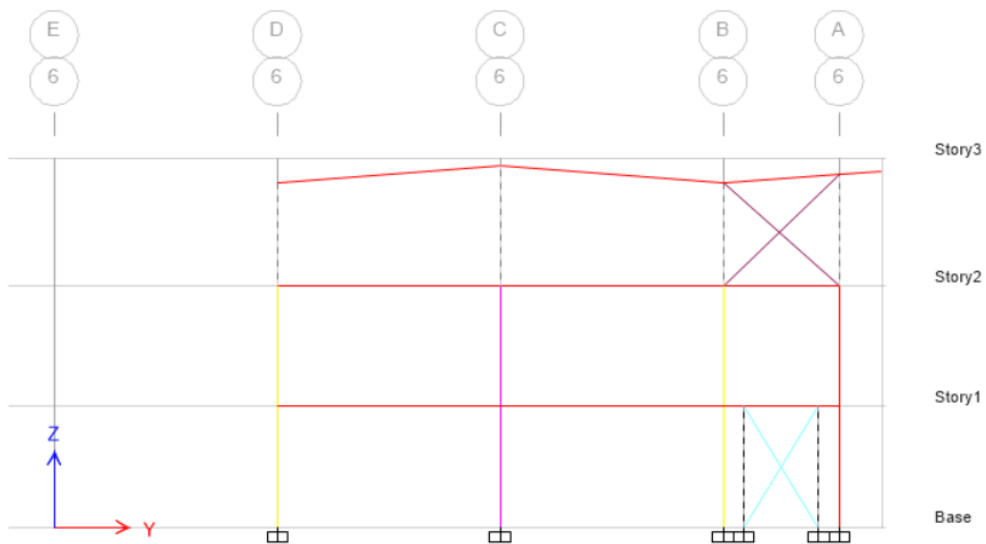
Figura 2-8: Vista en elevación, eje 4



Fuente: Autores

En las siguiente Figura 2-9, se puede apreciar la vista en elevación del eje 6:

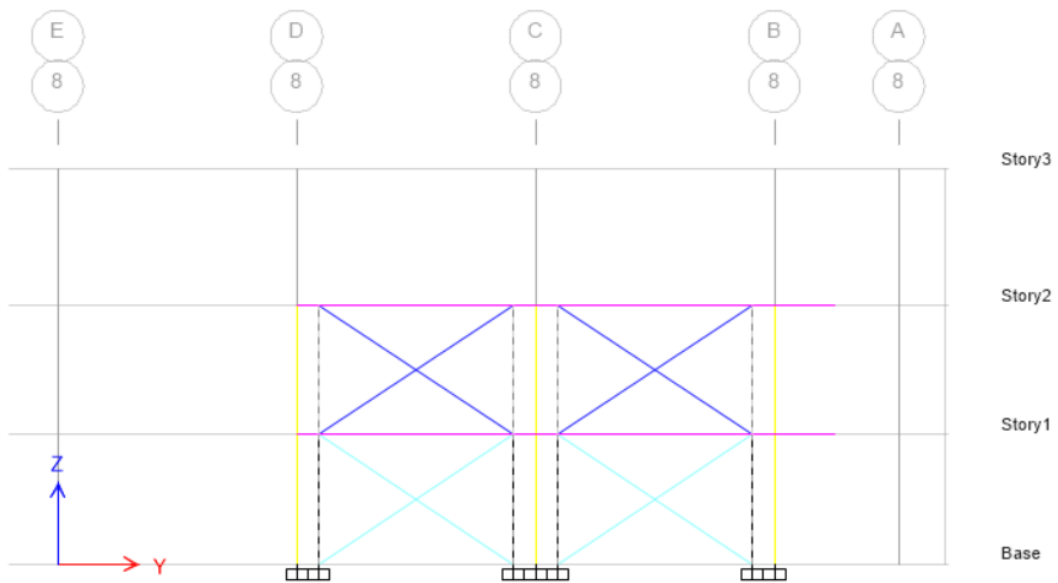
Figura 2-9: Vista en elevación, eje 6



Fuente: Autores

En las siguiente Figura 2-10, se puede apreciar la vista en elevación del eje 8:

Figura 2-10: Vista en elevación, eje 8



Fuente: Autores

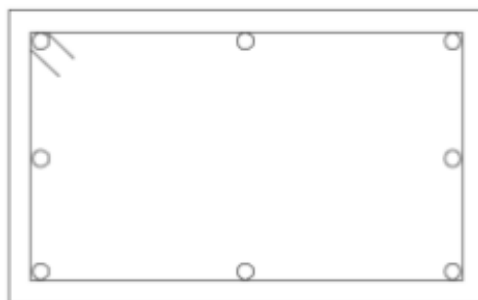
### 2.3.2 Vigas

#### Vigas de hormigón

Se usaron vigas banda de 50 cm x 30 cm con el siguiente armado presentado en la

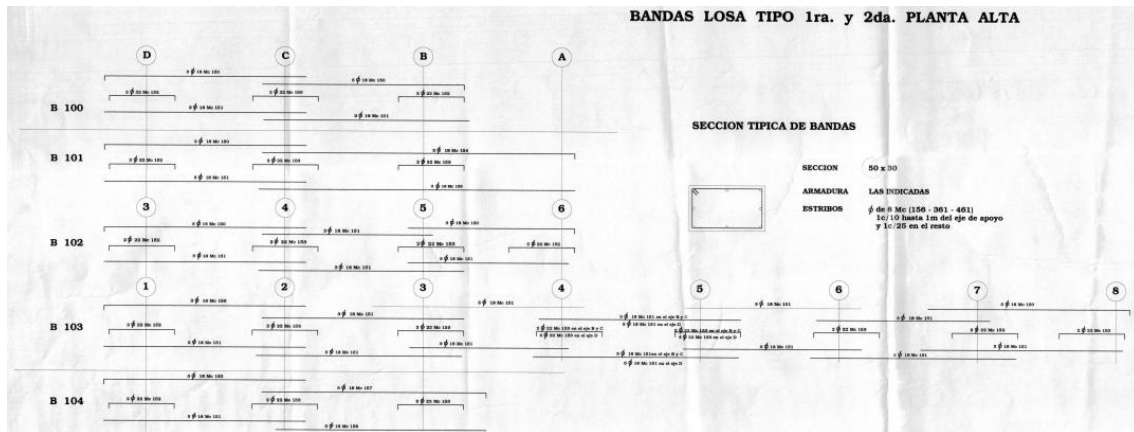
Figura 2-11 y Figura 2-12:

Figura 2-11: Armado viga banda



Fuente: Planos estructurales

Figura 2-12: Detalle de armado para viga banda

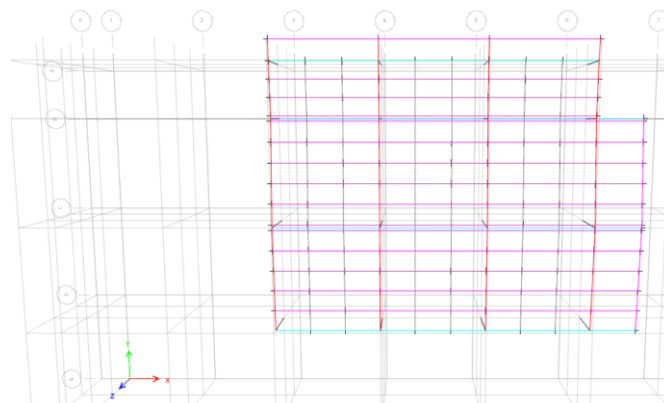


Fuente: Planos estructurales

### Vigas de acero (Cubierta)


Para la construcción de la cubierta, se usaron tres tipos de vigas. El primer tipo I 250 mm x 130 mm x 4 mm x 8 mm (vigas celestes en la Figura 2-13), estas son las vigas principales en el sentido X. El segundo tipo I 200 mm x 100 mm x 4 mm x 8 mm (vigas rojas en la Figura 2-13), estas son las vigas principales en el sentido Y. Finalmente están las vigas tipo C 200 mm x 50 mm x 15 mm x 3 mm (vigas rosadas en la Figura 2-13) estas son las vigas secundarias en la dirección X. En la Tabla 2-3 se presenta el detalle de vigas en la cubierta.

Figura 2-13: Vista de vigas de acero en cubierta



Fuente: Autores

Tabla 2-3: Detalle vigas de acero en la cubierta

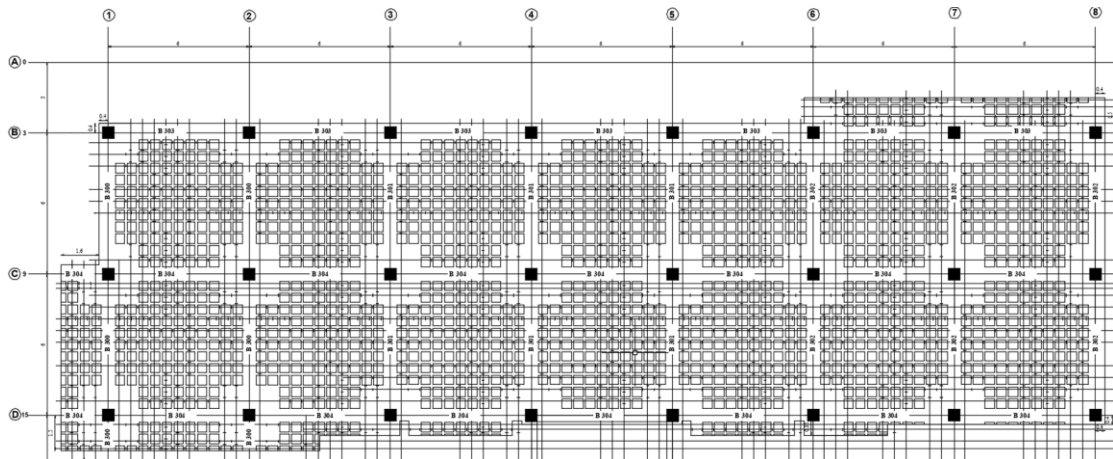
Cubierta	Dimensiones (mm)	Tipo	Detalle
Principal X	250 x 130 x 4 x 8	I	
Principal Y	200 x 100 x 4 x 8	I	
Secundaria X	200 x 50 x 15 x 3	C	

Fuente: Planos estructurales

### 2.3.3 Losas

Las losas de esta edificación se construyeron con bloques alivianados de pómez. En la siguiente Figura 2-14 se muestra el armado de las losas:

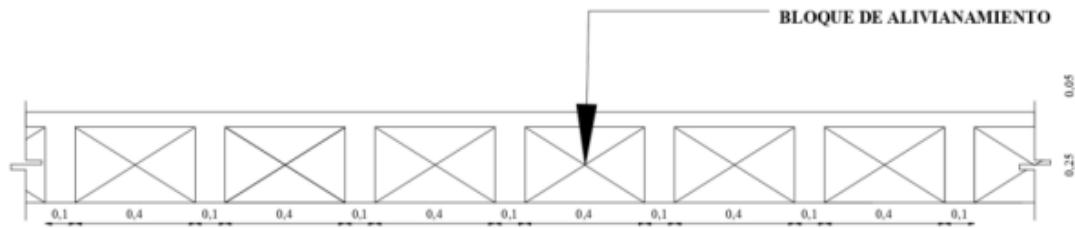
Figura 2-14: Planta tipo losa de entrepiso



Fuente: Planos estructurales

En la Figura 2-15 se puede apreciar que la capa de compresión tiene un espesor de 5 cm, los nervios de la base tienen 10 cm y el espaciado es de 40 cm.

Figura 2-15: Sección losa de entrepiso



Fuente: Planos estructurales

Se debe resaltar que la conexión losa – viga presenta un efecto negativo para la edificación hablando con respecto al desempeño sísmico. Las vigas banda con el mismo espesor que la losa eran una configuración que se usaba antiguamente. En la actualidad se recomienda que las vigas tengan mayor peralte que la losa y que las columnas sean más rígidas que las vigas para garantizar columna fuerte viga débil y dotar de ductilidad a la edificación para que sea capaz de disipar correctamente la energía del terremoto. La configuración de esta edificación incrementa la vulnerabilidad de la estructura ya que puede provocar que los elementos presenten fallas frágiles ante un evento sísmico. (Cabrera & Andrade, 2019)

### 2.3.4 Cruces Rigidizadoras / Riostras

Las cruces rigidizadoras se encuentran entre las columnas de acero mencionadas en 2.3.1.2. En la primera planta se pusieron cruces de perfil rectangular 200 mm x 150 mm x 4 mm (cruces celestes). Y en la segunda planta se pusieron cruces de perfil cuadrado 150 mm x 150 mm x 5 mm (cruces azules). En la Tabla 2-4 se presenta el detalle de cruces.

Tabla 2-4: Detalle de cruces

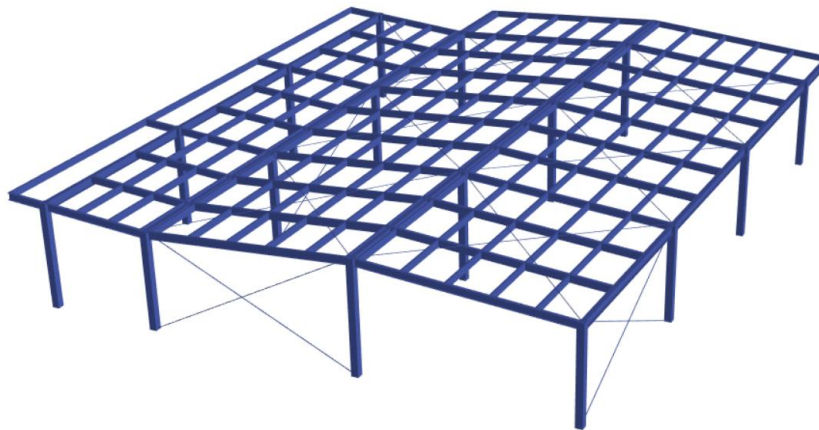
Piso	Dimensiones (mm)	Tipo	Detalle
Primer	200 x 150 x 10	Rectangular	
Segundo	150 x 150 x 5	Cuadrado	

Fuentes: Planos arquitectónicos

### 2.3.5 Tensores



Se usaron cables tensores en la terraza. Aquí se ocuparon dos tipos, el cable tensor R16 mm que se puso entre 3D y 4D, 3C y 3B, A4 y A5, A6 y B6. Y los cables tensores R12 mm en la parte superior de la cubierta, entre las intersecciones de los ejes 3, 4, 5 y 6 con los ejes B, C y D. En la Tabla 2-5 se muestra el detalle de cables tensores, y en la Figura 2-16 se puede ver una vista de la cubierta.

Figura 2-16: Vista de cubierta



Fuente: Autores

Tabla 2-5: Detalle de cables tensores

Ubicación	Dimensiones (mm)	Tipo	Detalle
Entre columnas	$\phi 16$ mm	Cable	
Cubierta	$\phi 12$ mm	Cable	

Fuente: Planos estructurales

### 2.4 Modelo en ETABS

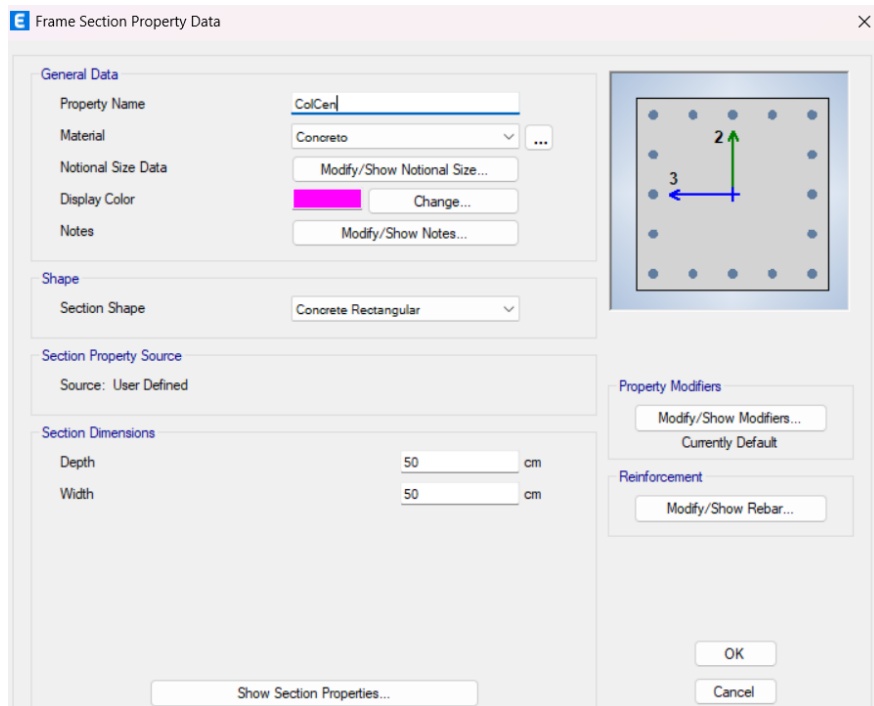
El modelo estructural desarrollado en ETABS representa de manera adecuada los aspectos fundamentales del edificio, tales como las propiedades de los materiales, la configuración geométrica y las cargas aplicadas. Con el objetivo de analizar el comportamiento estructural bajo diferentes condiciones, se generaron dos modelos:

- a) Modelo sin calibrar
- b) Modelo con calibración

Para la construcción del modelo estructural en ETABS, cada elemento fue representado según su comportamiento real. Las columnas, vigas y cruces rigidizadoras fueron modeladas con elementos tipo *frame*, los cuales representan elementos lineales capaces de resistir esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024).

En la Figura 2-17 se muestra la ventana de ETABS, de un elemento tipo frame para columna:

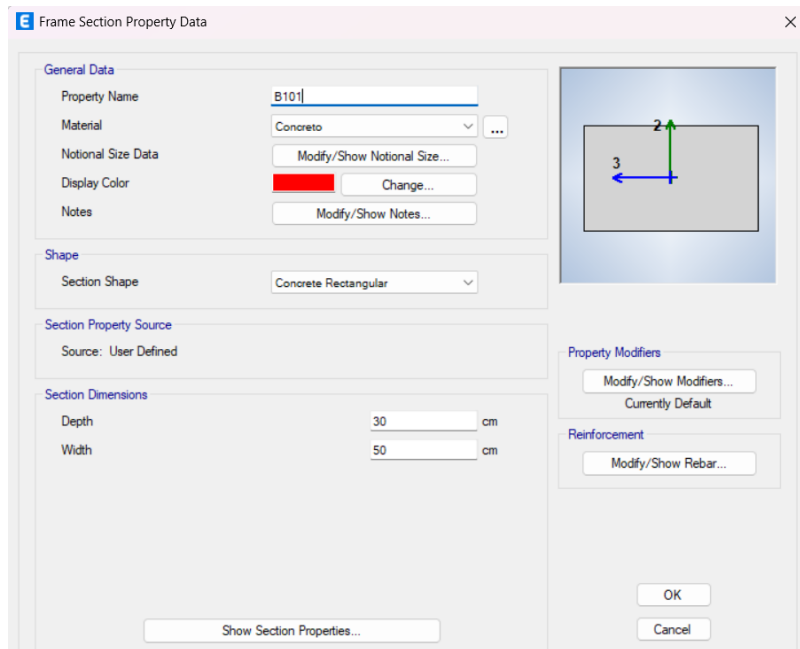
Figura 2-17: Ventana de ETABS para columna



Fuente: (ETABS, 2025)

En la Figura 2-18 se muestra la ventana de ETABS, de un elemento tipo frame para viga:

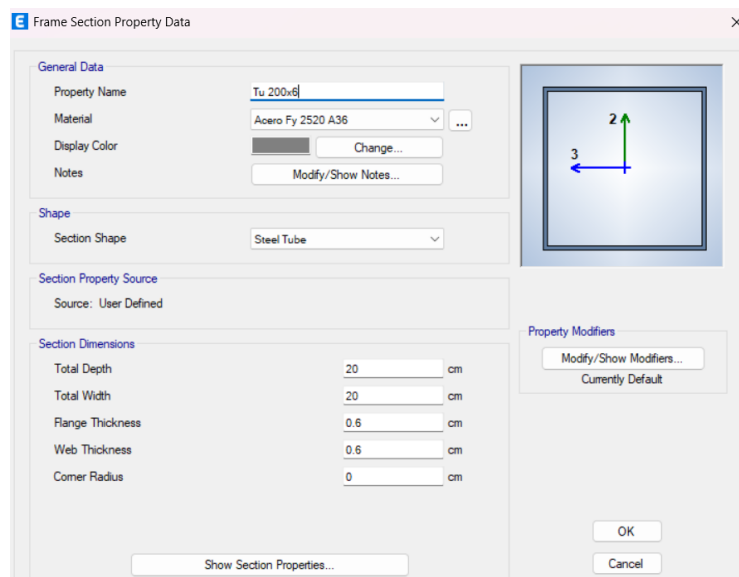
Figura 2-18: Ventana de ETABS para vigas



Fuente: (ETABS, 2025)

En la Figura 2-19 se muestra la ventana de ETABS, de un elemento tipo frame para las cruces rigidizadoras:

Figura 2-19: Ventana de ETABS para cruces rigidizadoras



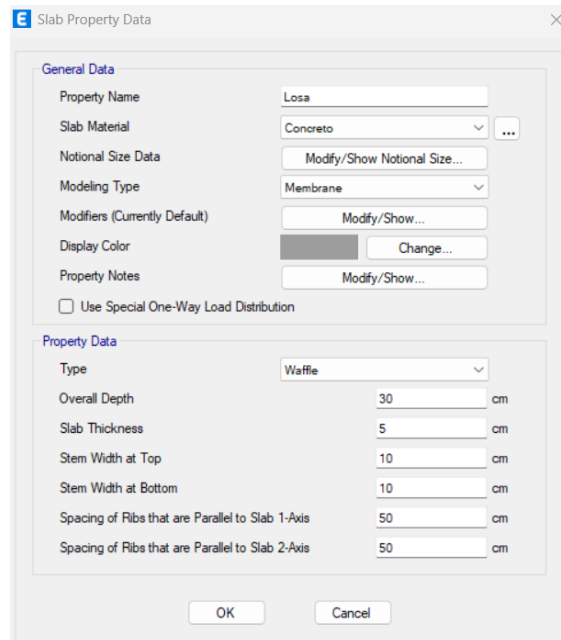
Fuente: (ETABS, 2025)

La losa alivianada con bloque pómez fue modelada como elemento tipo *Waffle* con comportamiento de membrana, lo que le permite transferir las cargas gravitacionales

directamente hacia las vigas de soporte sin considerar rigidez a flexión fuera de su plano (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024).

En la Figura 2-20 se muestra la ventana de ETABS, de la losa, las dimensiones fueron obtenidas de los planos estructurales.

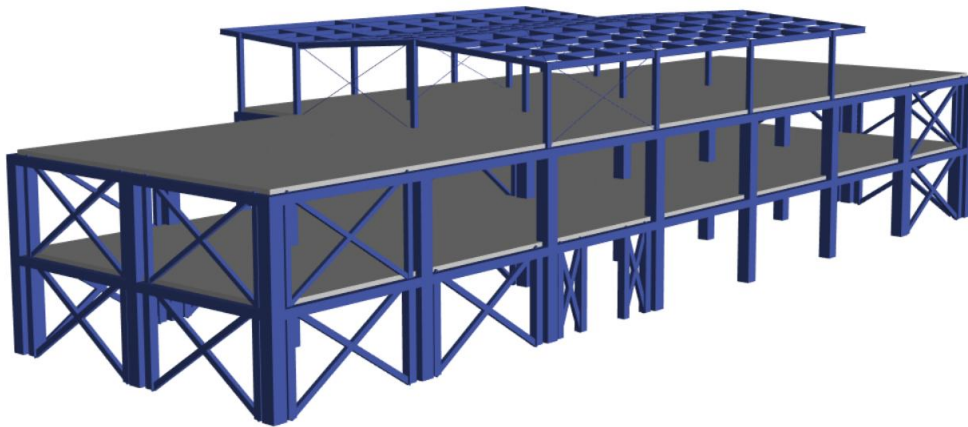
Figura 2-20: Ventana de ETABS para losa aliviada



Fuente: (ETABS, 2025)

Se asignó la condición de diafragma rígido a cada nivel, garantizando que todos los nodos de un mismo piso se desplacen en conjunto ante una acción lateral (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024). Además, la edificación cumple con una buena configuración en elevación, teniendo altura constante de entrepiso y la dimensión a lo largo y ancho es constante, cumpliendo con un sistema sin irregularidades tanto en elevación como en planta, por lo que es correcto considerar que la losa actúa como un diafragma rígido (NEC-SE-DS, 2014). En la Figura 2-21 se muestra el modelo inicial en ETABS.

Figura 2-21: Modelo inicial en ETABS



Fuente: Autores

### 2.4.1 Hipótesis de cargas

ETABS calcula el peso propio de los elementos estructurales de la edificación basado en las dimensiones y el tipo de material. Las cargas muertas adicionales se indican en la siguiente Tabla 2-6. (NEC-SE-CG, 2014)

Tabla 2-6: Cargas muertas adicionales

<b>Carga muerta adicional</b>	
Paredes (kN/m <sup>2</sup> )	0,42
Baldosa cerámica (kN/m <sup>2</sup> )	0,44
Terminados (kN/m <sup>2</sup> )	0,8
Instalaciones (kN/m <sup>2</sup> )	1
Bloque de Pómez (kN/m <sup>2</sup> )	2,9
Mortero de nivelación (kN/m <sup>2</sup> )	0,78

Fuente: NEC - SE - CG

Para las cargas vivas, se utilizaron los valores que se encuentran en la tabla 9 de la NEC-SE-CG. Las mismas se indican en la siguiente Tabla 2-7. (NEC-SE-CG, 2014).

Tabla 2-7: Cargas vivas

<b>Cargas vivas</b>	
Terraza (kN/m <sup>2</sup> )	4,8
Oficinas (kN/m <sup>2</sup> )	2,4
Corredores (kN/m <sup>2</sup> )	4,8
Aulas (kN/m <sup>2</sup> )	2

Fuente: NEC - SE – CG

## 2.5 Modelo sin calibrar

En el presente apartado se analizan los parámetros modales obtenidos a partir del modelo estructural desarrollado en el software ETABS, correspondiente a la condición no calibrada de la estructura. Estos resultados representan el comportamiento dinámico teórico del sistema estructural bajo el supuesto que el edificio se encuentra en condiciones ideales, sin la presencia del daño estructural y con el 100% de cargas gravitacionales.

### 2.5.1 Periodo, frecuencia y modos de vibrar

El análisis modal permite caracterizar la respuesta dinámica de la estructura a partir de la determinación de sus periodos naturales de vibración y sus correspondientes frecuencias, los cuales se muestran en la Tabla 2-8 además se encuentra los factores de participación modal en las direcciones principales del modelo (ejes X y Y), así como el factor de participación rotacional alrededor del eje vertical (eje Z). Estos factores permiten identificar la dirección predominante de vibración de cada modo, además de clasificar si los modos son traslacionales o torsionales según el tipo de movimiento que predomina.

Tabla 2-8: Periodos, frecuencias y modos de vibrar del modelo sin calibrar

<b>Caso</b>	<b>Modo</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>Frecuencia (Hz)</b>	<b>Ux</b>	<b>Uy</b>	<b>Rz</b>
Modal	1	0,274 s	3,655	99,6%	0,2%	0,2%
Modal	2	0,258 s	3,873	0,3%	98,6%	1,2%
Modal	3	0,18 s	5,552	0,01%	1,2%	98,6%

Fuente: (ETABS, 2025)

Elaboración: Autores

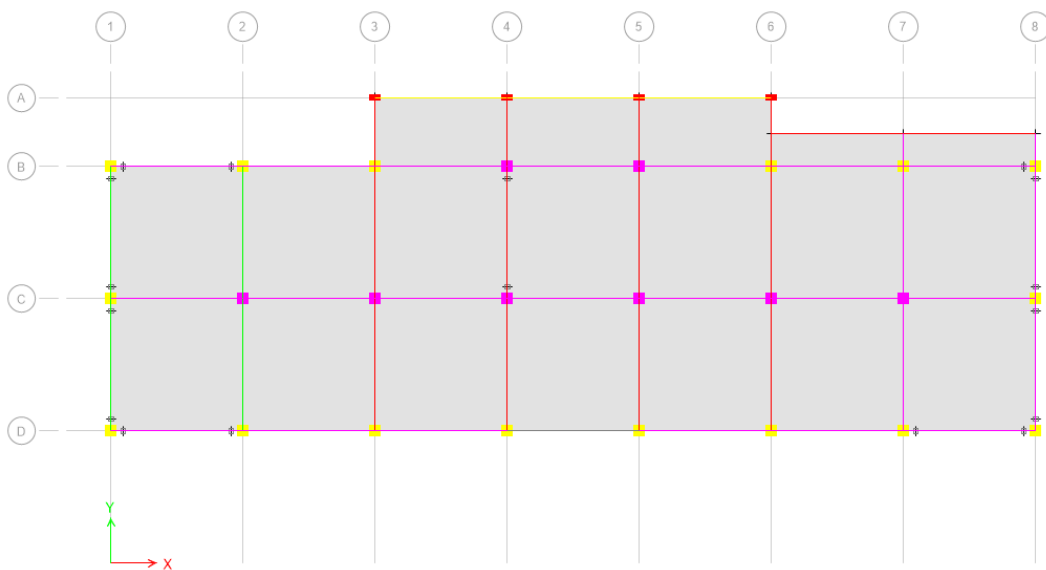
De acuerdo con los resultados presentados en la Tabla 2-8 se observa que el primer modo de vibración corresponde predominantemente a un modo traslacional en la dirección x, este modo se identifica como el modo fundamental de la estructura, al presentar el mayor periodo ( $T = 0,274$  s), por lo que este modo predomina en la respuesta dinámica global de la estructura.

El segundo modo de vibración presenta un comportamiento predominante traslacional en la dirección Y, este al igual que el primer modo no tienen una presencia significativa de torsión. El tercer modo se lo puede identificar con un comportamiento torsional prácticamente puro, con una contribución mínima de traslación en ambas direcciones.

La obtención de estos parámetros modales correspondientes al modelo sin calibrar es una referencia importante para el proceso de evaluación de la estructura. Estos resultados permiten establecer una línea base de comparación con los datos obtenidos a partir de las medidas reales, lo que permite identificar y cuantificar las diferencias existentes entre el modelo idealizado y la respuesta real de la estructura.

A continuación, se presentan las siguientes figuras el modelo en planta Figura 2-22 y la misma vista con cada modo de vibrar en donde se puede evidenciar el movimiento en qué sentido tiene.

Figura 2-22: Vista en planta, modelo sin calibrar

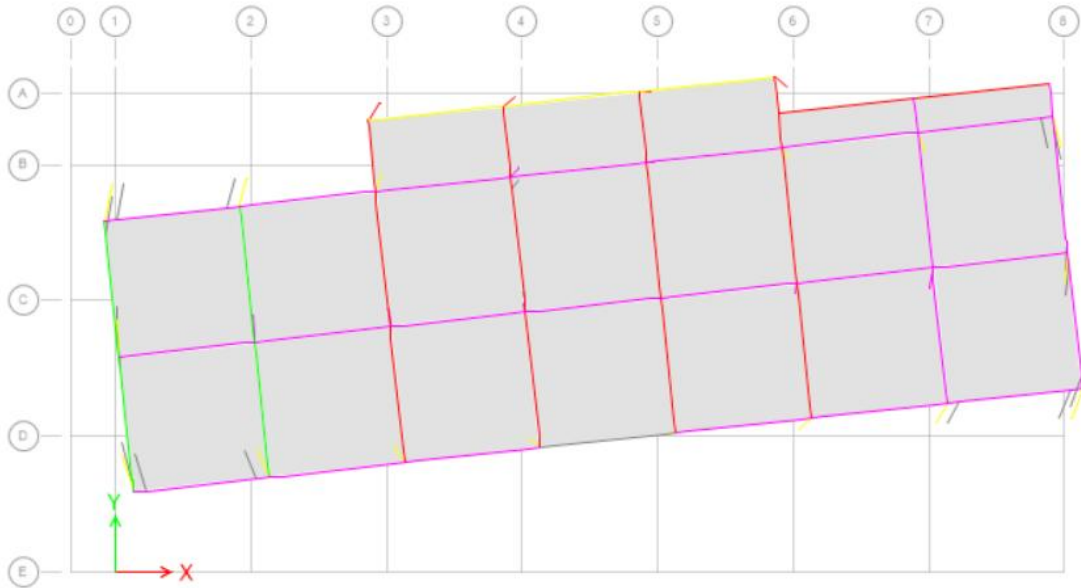


Fuente: Autores

En la Figura 2-23 se muestra el primer modo de vibrar del modelo sin calibrar



Figura 2-25: Tercer modo de vibrar, modelo sin calibrar



Fuente: Autores

### 2.5.2 Participación y porcentaje de masa

En la Tabla 2-9 se presentan los factores de participación modal de masa obtenidos a partir del software ETABS. Se puede verificar que la suma de masa participante se concentra principalmente en los tres primeros modos.

Tabla 2-9: Participación y porcentaje de masa, modelo sin calibrar

Caso	Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Modal	1	0,274 s	78,33%	0,2%	0,15%	78,33%	0,2%	0,15%
Modal	2	0,258 s	0,23%	79,06%	1,07%	78,56%	79,26%	1,2%
Modal	3	0,18 s	0,14%	0,77%	81,08%	78,69%	80,03%	82,3%

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2025)

### 2.6 Frecuencias y modos de vibrar de las mediciones de vibración ambiental

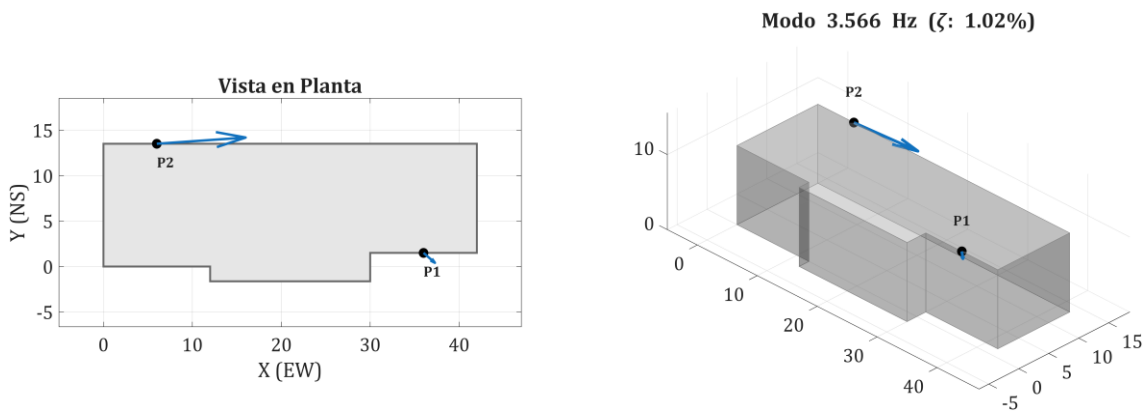
Los proyectos en los que forma parte la edificación corresponden a los códigos 2024-0141 y 2025-0150, titulados: Evaluación de la salud estructural en edificaciones aplicando metodologías avanzadas de análisis de vulnerabilidad y tecnología RAR, correspondientes a las fases 2 y 3, respectivamente. (Cabrera *et al.*, 2024)

Las frecuencias de vibración ambiental utilizadas en este estudio fueron obtenidas a partir de campañas de monitoreo realizadas por el IERSE, las cuales consisten en mediciones periódicas del comportamiento dinámico de la edificación con una frecuencia aproximada de una medición mensual.

El modelo de ETABS busca replicar las frecuencias con sus modos de vibrar presentados en las Figura 2-26, Figura 2-27 y Figura 2-28. Considerando que la precisión de la calibración puede variar dentro de un rango de  $\pm 5\%$ .

La Figura 2-26 muestra la primera frecuencia fundamental y forma modal, con valor correspondiente a 3.566 Hz y dominante en la dirección X (EW).

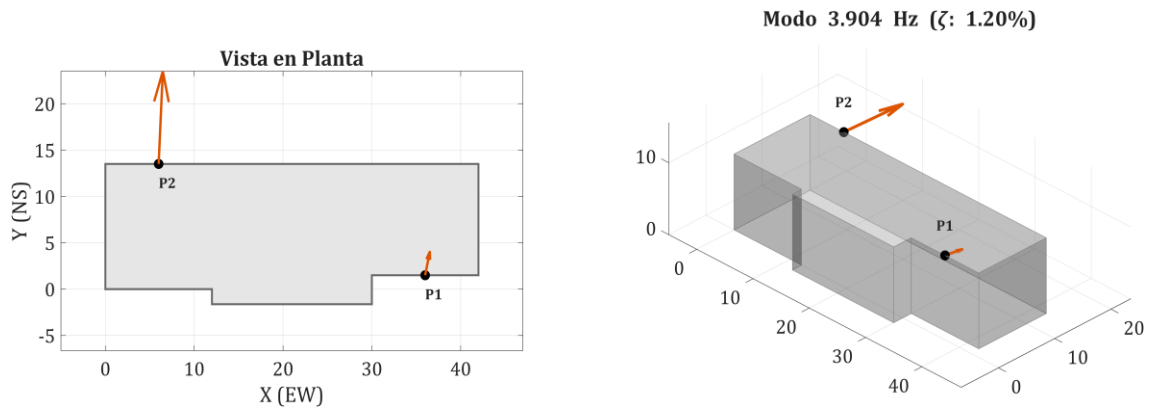
Figura 2-26: Primer modo de vibrar, campañas de medición



Fuente: (Cabrera, 2025)

La Figura 2-27 muestra la segunda frecuencia y forma modal, con valor correspondiente a 3.904 Hz y dominante en la dirección Y (NS).

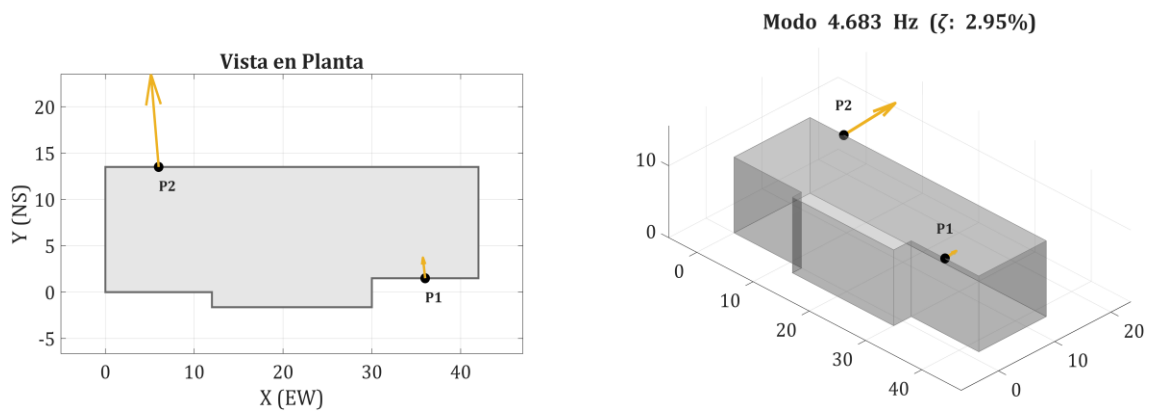
Figura 2-27: Segundo modo de vibrar, campañas de medición



Fuente: (Cabrera, 2025)

La Figura 2-28 muestra la tercera frecuencia y forma modal, con valor correspondiente a 4.683 Hz y dominante en la dirección Y (NS).

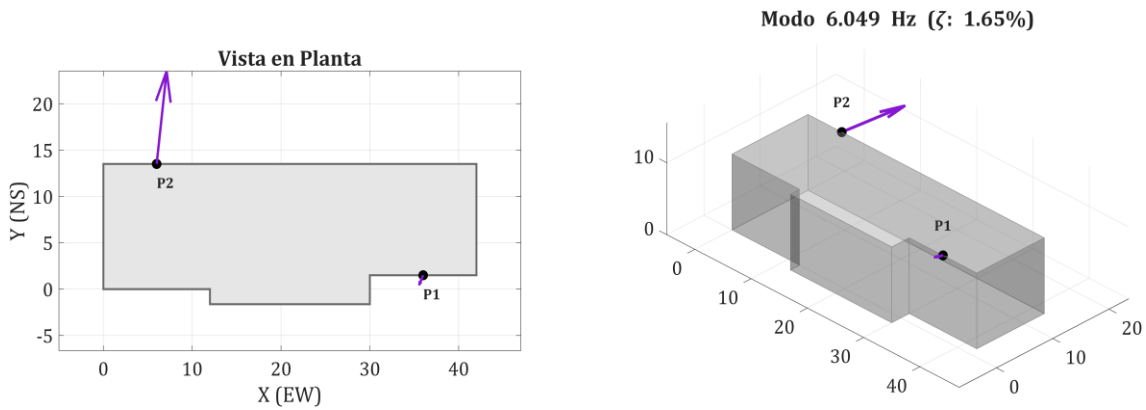
Figura 2-28: Tercer modo de vibrar, campañas de medición



Fuente: (Cabrera, 2025)

La Figura 2-29 muestra la cuarta frecuencia y forma modal, con valor correspondiente a 6.049 Hz y corresponde al modo torsional en dirección X y Y.

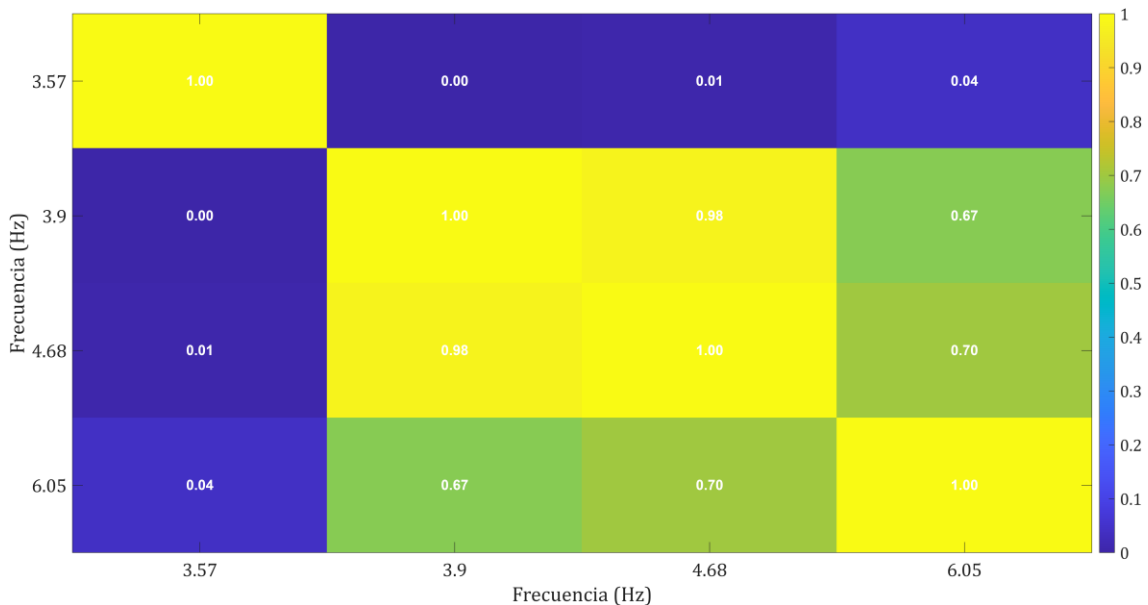
Figura 2-29: Cuarto modo de vibrar, campañas de medición



Fuente: (Cabrera, 2025)

Los valores singulares obtenidos en las campañas de medición del proyecto de investigación 2025-0150 del IERSE de la Universidad del Azuay, han sido analizados de tal manera que se pueda identificar las frecuencias y modos característicos de la estructura. Para reconocer y evitar repetición de modos o frecuencias parecidas, el IERSE utilizó la siguiente matriz de aseguramiento modal como se muestra en la Figura 2-30, en donde podemos descartar modos o frecuencias que tengan más del 90% de similitud.

Figura 2-30: Matriz de aseguramiento modal



Fuente: (Cabrera, 2025)

A partir de la matriz de similitud modal se identifica que el tercer modo, con una frecuencia de 4.68 Hz, presenta una correlación del 98 % con el segundo modo de 3.9 Hz. Este alto grado de similitud indica que ambos modos representan el mismo patrón dinámico del sistema, diferenciándose únicamente en una variación de la frecuencia.

En consecuencia, el modo de 4.68 Hz no aporta información modal adicional independiente, por lo que su exclusión no responde a un criterio arbitrario, sino a un análisis objetivo de redundancia modal. Por este motivo, se adopta como representativo el modo de 3.9 Hz, correspondiente al menor valor de frecuencia dentro del par altamente correlacionado.

Cada campaña de medición incluye el procesamiento de los registros obtenidos mediante técnicas de identificación modal operacional, aplicando los procedimientos descritos anteriormente, entre ellos el uso de la Matriz de Aseguramiento Modal, con el fin de identificar y seleccionar los modos de vibración representativos del comportamiento estructural.

Debido a que el monitoreo del edificio se ha llevado a cabo de manera continua desde abril de 2025, se dispone de un historial de frecuencias naturales que presenta variaciones entre campañas, atribuibles a cambios en las condiciones ambientales y de ocupación. No obstante, al analizar de forma conjunta todas las mediciones realizadas, se observa una tendencia consistente en los tres primeros modos de vibración, los cuales se mantienen claramente identificables a lo largo del tiempo.

Con el propósito de definir las frecuencias objetivo empleadas en la calibración del modelo estructural, se adoptó como criterio el promedio de las frecuencias naturales obtenidas en todas las campañas de medición comprendidas entre abril de 2025 y febrero de 2026. Este enfoque permite reducir la influencia de variaciones puntuales o transitorias, garantizando que las frecuencias utilizadas para la calibración representen de manera robusta y estable el comportamiento dinámico global de la edificación.

A continuación, en la Tabla 2-10 se pueden observar los modos de vibrar y frecuencias objetivo para nuestra calibración del modelo:

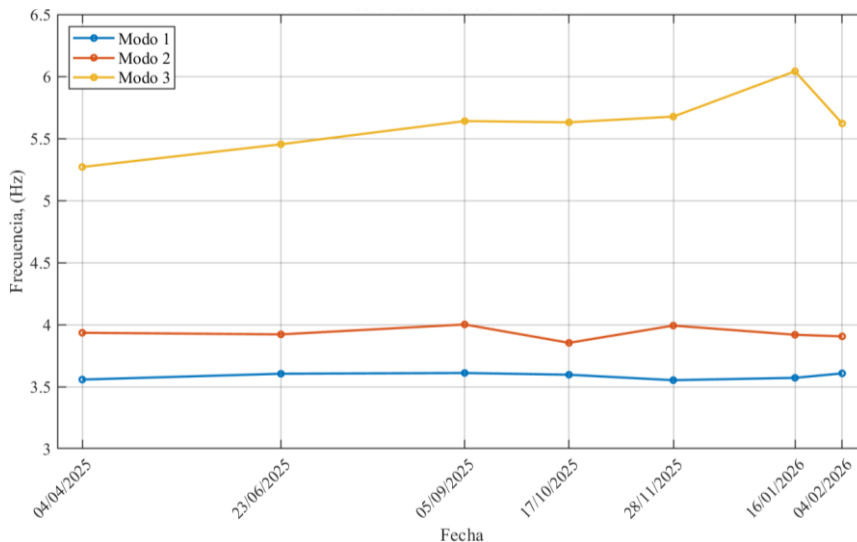
Tabla 2-10: Resultados de campaña de medición a lo largo del tiempo

<b>Modo</b>	<b>4/4/ 2025</b>	<b>23/6/ 2025</b>	<b>5/9/ 2025</b>	<b>17/10/ 2025</b>	<b>28/11/ 2025</b>	<b>16/1/ 2026</b>	<b>4/2/ 2026</b>	<b>Promedio</b>
1 <sup>er</sup>	3,557	3,604	3,61	3,596	3,552	3,571	3,607	3,585
2 <sup>do</sup>	3,934	3,921	4,001	3,853	3,992	3,918	3,905	3,932
3 <sup>er</sup>	5,27	5,453	5,64	5,63	5,676	6,041	5.621	5,619

Fuente: (Cabrera, 2025)

En la Figura 2-31 se evidencia las mediciones a lo largo del tiempo y como han ido variando.

Figura 2-31: Medidas de vibración ambiental a lo largo del tiempo



Fuente: Autores

En esta investigación, la calibración del modelo se realiza de manera progresiva utilizando distintas herramientas disponibles en el software ETABS, las cuales permiten simular efectos reales como variaciones de masa, daño estructural, pérdida de rigidez y cambios en las condiciones de continuidad de los elementos (ASCE 41, 2017; Computers & Structures Inc. (CSI), 2024; FEMA-356, 2000). A continuación, se describen los principales mecanismos empleados:

## 2.7 Calibración del modelo

La calibración del modelo en ETABS, como se mencionó en el capítulo 1, busca ajustar el modelo hasta obtener parámetros modales muy consistentes con los obtenidos en campo. Con el objetivo de que su respuesta dinámica sea lo más cercana a la respuesta

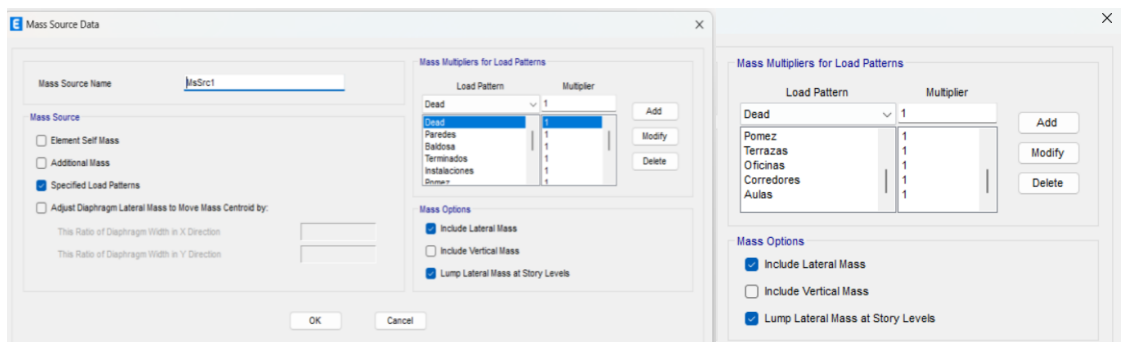
real de la edificación. Este proceso permite reducir la incertidumbre de la modelación idealizada y lograr una representación más realista del comportamiento estructural.

### 2.7.1 Modificación del multiplicador de masas (Mass Source)

En ETABS, el Mass Source define como se genera la masa estructural que participa en el análisis dinámico. Esta masa se obtiene generalmente a partir del peso propio de los elementos estructurales, cargas muertas y una fracción de las cargas vivas, multiplicadas por un factor definido por el usuario. (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

La modificación del multiplicador de masas permite ajustar la masa efectiva del modelo sin alterar la geometría ni las propiedades mecánicas de los elementos. Este procedimiento es especialmente cuando existen discrepancias entre las masas reales de la edificación y las consideradas inicialmente en el modelo, ya sea por incertidumbres en los acabados, muros no estructurales, sobrecargas permanentes, elementos no modelados explícitamente o en nuestro caso, por los cambios que ha sufrido la edificación tanto estructurales como estéticos. En la Figura 2-32 se muestra la ventana de ETABS.

Figura 2-32: Ventana en ETABS de Mass Source



Fuente: (ETABS, 2025)

- Presencia de masas adicionales no consideradas inicialmente o aquellas que ya no están.
- Distribución real de cargas permanentes distinta a la idealizada.
- Aportes de elementos no estructurales al comportamiento dinámico.

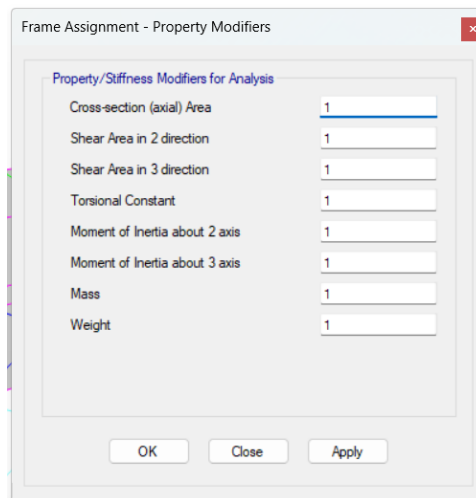
El ajuste de la masa influye directamente en los periodos naturales de la estructura, de acuerdo con la relación fundamental entre masa y rigidez en sistemas dinámicos, por lo que este método resulta fundamental en la calibración modal. (Chopra, 2014)

### 2.7.2 Asignación de Property Modifiers en columnas dañadas

ETABS permite modificar las propiedades de rigidez y resistencia de los elementos mediante los Property Modifiers, los cuales actúan como factores reductores aplicados a las propiedades geométricas y mecánicas originales, con el fin de representar rigideces efectivas y condiciones de daño. (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

En el caso de esta edificación, ciertas columnas presentan daño estructural, por ello la incorporación de cruces rigidizadoras, que alteran significativamente su comportamiento original. Para representar este efecto, se asignan modificadores de propiedades que reducen la capacidad axial, a cortante y a flexión de dichas columnas. En la Figura 2-33 se muestra la ventana de ETABS.

Figura 2-33: Ventana de ETABS, modificación de propiedades de cada elemento



Fuente: (ETABS, 2025)

La reducción de estos parámetros representa físicamente:

- Agrietamiento del hormigón, que disminuye la rigidez flexional.
- Pérdida de continuidad estructural debido a intervenciones o daños previos.
- Redistribución de esfuerzos internos causada por elementos añadidos que alteran el mecanismo resistente.
- Reducción de la rigidez lateral, lo cual afecta directamente las frecuencias y formas modales

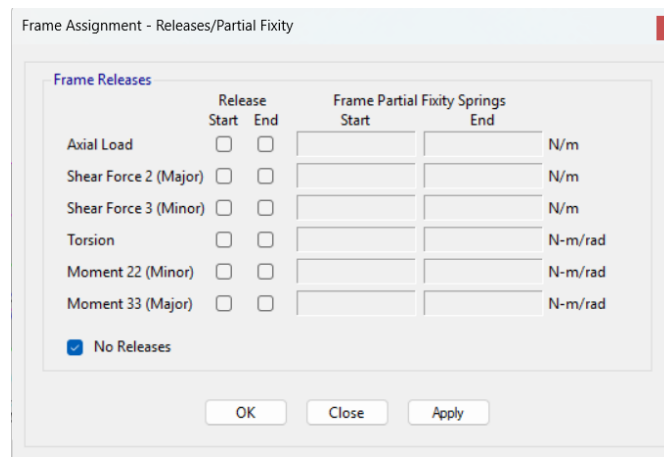
Este procedimiento permite simular el comportamiento degradado de los elementos estructurales, acercando el modelo numérico al estado real de la estructura, tal como se

establece en estudios de calibración modal basados en mediciones experimentales.(Gentile & Gallino, 2008)

### 2.7.3 Asignación de Releases

Los Releases en ETABS permiten liberar ciertos grados de libertad en los extremos de los elementos, modificando las condiciones de empotramiento y continuidad estructural, Al asignar releases en columnas específicas, se simula la perdida parcial o total de rigidez en flexión, cortante o torsión, herramienta común en la modelación de estructuras con conexiones deterioradas o comportamiento no ideal, (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024). En la Figura 2-34 se muestra la ventana de ETABS.

Figura 2-34: Ventana de ETABS para modificar los grados de libertad



Fuente: (ETABS, 2025)

Desde el punto de vista estructural, esta modelación representa:

- Conexiones deterioradas o parcialmente articuladas.
- Daños que reducen la capacidad de transmisión de momentos.
- Comportamiento no lineal local que no puede representarse únicamente con reducción de rigidez.
- Aparición de mecanismo de rotación no previstos en el diseño original.

La introducción de releases afecta significativamente las formas modales, especialmente aquellas asociadas a modos torsionales o combinados, permitiendo mejorar el ajuste entre el modelo numérico y las mediciones experimentales obtenidas mediante acelerogramas (Gentile & Gallino, 2008).

## 2.8 Proceso y parámetros utilizados en la calibración

Para empezar con la calibración, debemos considerar el daño real de la estructura, que se ha verificado con estudios o análisis anteriores a este. El objetivo es recrear el daño real en el software ETABS, mediante los mecanismos presentados con anterioridad.

Desde la construcción de la edificación, la misma ha sufrido varios daños estructurales, principalmente en las columnas de la primera planta que están muy dañadas, debido a los efectos del movimiento del suelo de cimentación.(Cabrera & Andrade, 2019).

De acuerdo con inspecciones técnicas y con los criterios del Ingeniero José Vázquez Calero, consultor a cargo del reforzamiento del edificio, dichas columnas evidenciaron un nivel de daño severo previo a su rehabilitación, manifestado mediante fisuración significativa en cabeza y pie de columnas, así como en la fluencia del acero de refuerzo. Este nivel de deterioro implicó una pérdida sustancial de rigidez y capacidad resistente a flexión.

Si bien estas columnas fueron posteriormente rehabilitadas mediante confinamiento con fibra de carbono, su capacidad para transmitir momentos flectores no fue llevada al estado sin daño. En consecuencia, su comportamiento estructural actual es predominantemente axial, funcionando esencialmente como elementos tipo “puntal”. Esta condición modifica de manera significativa la distribución de rigideces laterales de la estructura y, por tanto, influye directamente en sus propiedades dinámicas globales.

### 2.8.1 Módulo de elasticidad

De acuerdo con la normativa vigente para el diseño estructural, el módulo de elasticidad del hormigón se estima mediante la expresión:

$$E_c = 4700 * \sqrt{21} = 21538.11 \text{ Mpa} = 219\,600 \text{ kgf/cm}^2$$

Este valor corresponde a un parámetro ideal de diseño, el cual no necesariamente representa el comportamiento real del material en una edificación existente. Esto es especialmente relevante considerando que la estructura fue construida en el año 1998, período en el cual los controles de calidad, métodos constructivos y características de los materiales podían diferir de los actualmente considerados por la normativa.

En consecuencia, y con el objetivo de representar de forma más realista la rigidez efectiva de la estructura durante el proceso de calibración del modelo numérico, se adoptó un valor del módulo de elasticidad del hormigón igual a:

$$E_c = 200\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

Esta reducción responde a la incertidumbre con respecto a las propiedades reales del material en una estructura existente, donde no se dispone de información precisa sobre las condiciones de elaboración del hormigón en obra. Factores como la variabilidad en la relación agua-cemento, el proceso de curado, posibles defectos constructivos y la fisuración leve propia del hormigón en servicio contribuyen a que la rigidez real del material sea inferior a la estimada teóricamente. Esta práctica es habitual en la calibración de modelos de edificios existentes, donde los parámetros del material se ajustan hasta que la respuesta dinámica del modelo frecuencias naturales y formas modales se aproxime a los valores medidos experimentalmente. (Nicoletti & Gara, 2023)

### **2.8.2 Multiplicador de masa en la calibración**

Los valores de los multiplicadores de masa definidos en la sección Mass Source del software de análisis estructural fueron ajustados con el objetivo de representar de manera más realista la condición actual de la edificación y el estado de ocupación existente al momento de la medición dinámica. A continuación, se describen y justifican las modificaciones realizadas para cada tipo de carga:

#### **Peso propio de los elementos estructurales**

El multiplicador de masa se mantuvo en 1.0, considerando que la geometría y los materiales de los elementos estructurales no han sufrido modificaciones relevantes respecto al modelo original.

#### **Paredes**

El multiplicador de masa se redujo de 1.0 a 0.5, debido a que las paredes originales de ladrillo y mortero fueron retiradas como parte del proceso de rehabilitación del edificio y reemplazadas por sistemas livianos tipo steel panel, los cuales presentan una masa significativamente menor.

### **Baldosas**

El multiplicador de masa se incrementó de 1.0 a 2.2, ya que durante la rehabilitación se colocaron nuevas baldosas sobre las existentes.

### **Terminados, instalaciones y pómez**

Estos componentes mantuvieron un multiplicador de masa de 1.0, debido a que no han sido retirados ni modificados significativamente. Además, se encuentran en zonas de la edificación donde continúan cumpliendo su función original, por lo que su contribución de masa se considera constante.

### **Terrazas**

El multiplicador de masa se redujo de 1.0 a 0.4, considerando que al momento de la medición no existía una ocupación significativa de estudiantes u otros usuarios en esta área. Esta reducción busca reflejar la condición real de carga viva presente durante las mediciones.

### **Oficinas**

El multiplicador de masa se ajustó de 1.0 a 0.7, debido a que estas áreas mantienen una ocupación parcial y permanente, con presencia de mobiliario, equipos y materiales almacenados (pupitres, librerías u otros elementos utilizados en actividades académicas). Además, durante los días de medición siempre existió personal trabajando en estas zonas.

### **Aulas y corredores**

El multiplicador de masa se redujo de 1.0 a 0.5, ya que durante el día de la medición únicamente algunos cursos se encontraban en funcionamiento, mientras que la mayoría de las aulas permanecían desocupadas. Este valor representa una condición promedio de ocupación real al momento de la medición de vibración ambiental.

### **Paredes de terrazas**

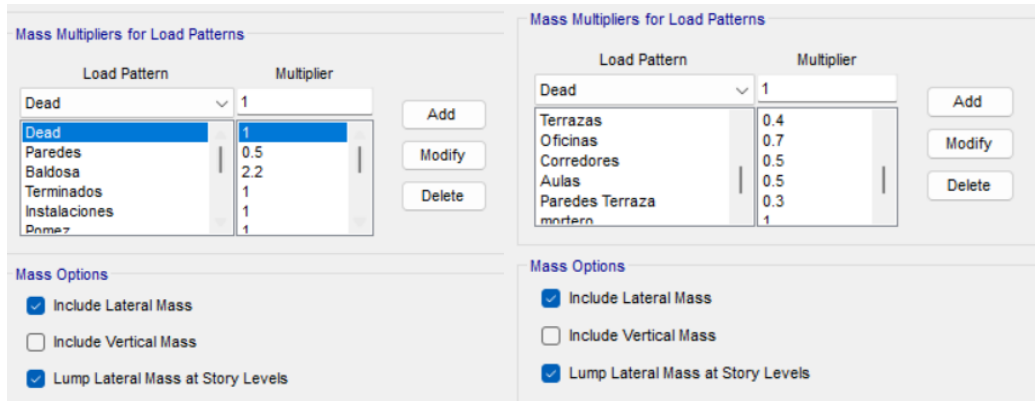
El multiplicador de masa se disminuyó de 1.0 a 0.3, dado que estas paredes no corresponden a cerramientos completos, sino a elementos de media altura ubicados en el perímetro de las terrazas, lo que implica una menor contribución de masa en comparación con paredes convencionales.

## Mortero

El mortero mantuvo un multiplicador de masa de 1.0, se encuentran en zonas de la edificación donde continúa cumpliendo su función original, por lo que su contribución de masa se considera constante.

Todos estos valores se pueden observar en la Figura 2-35: Ventana de ETABS, Mass Source calibrado:

Figura 2-35: Ventana de ETABS, Mass Source calibrado



Fuente: (ETABS, 2025)

A continuación, se presenta en la Tabla 2-11 la diferencia que existe en los multiplicadores de masas del modelo sin calibrar y el modelo calibrado.

Tabla 2-11: Multiplicador de masas, modelo sin calibrar vs modelo calibrado

Carga	Modelo sin calibrar	Modelo calibrado
Muerta	1	1
Paredes	1	0.5
Baldosa	1	2.2
Terminados	1	1
Instalaciones	1	1
Pómez	1	1
Terrazas	1	0.4
Oficinas	1	0.7
Corredores	1	0.5
Aulas	1	0.5
Paredes Terraza	1	0.3
Mortero	1	1

Fuente: Autores

En conclusión, los distintos parámetros asociados a las masas del modelo estructural pueden ser ajustados con el objetivo de modificar la masa total de la edificación y, en consecuencia, los valores de las frecuencias naturales obtenidas. No obstante, el propósito de la calibración no consiste en alterar arbitrariamente dichos parámetros, sino en representar de la manera más fiel posible la configuración real de masas del edificio, correspondiente al estado existente al momento de la medición experimental.

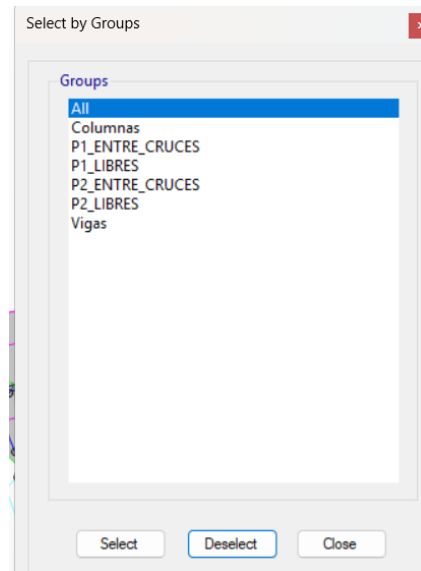
Durante el proceso de calibración se observó que la consideración de las cargas permanentes asociadas a los acabados y elementos no estructurales tales como: baldosas, losas alivianadas con pómez, terminados e instalaciones, presentes en todas las losas de la edificación, produjo un incremento significativo en la frecuencia del tercer modo de vibración. En particular, se evidenció que la frecuencia del modo 3 aumentó aproximadamente al doble en comparación con las variaciones observadas en los modos 1 y 2.

Este comportamiento representa la sensibilidad de los modos superiores frente a la distribución de masas, así como la importancia de una correcta modelación de las cargas permanentes para reproducir adecuadamente la respuesta dinámica de la estructura.

### **2.8.3 Configuración de grupos para columnas**

Para una mejor asignación de parámetros como *releases* y *property modifiers*, se crearon grupos en el software, con el fin de modificar las columnas según donde están localizadas y el daño que tienen. Los grupos se asignaron como: columnas de planta baja entre cruces, columnas de planta baja libres, columnas de la primera planta alta entre cruces y columnas de la primera planta alta libres. Estos grupos se puede evidenciar en la Figura 2-36.

Figura 2-36: Ventana de ETABS, seleccionar por grupo

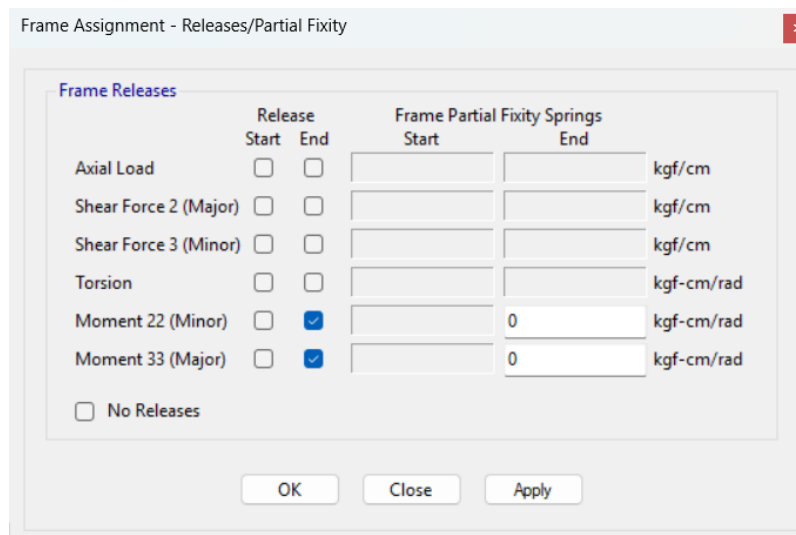


Fuente: (ETABS, 2025)

### 2.8.4 Releases en la calibración

Los *releases* se aplicaron en las columnas entre cruces rigidizadoras de la planta baja. Se colocó *release* en el Momento 33 (Mayor) y en el Momento 22 (Menor) en la cabeza de la columna. Parámetros que se puede apreciar en la Figura 2-37

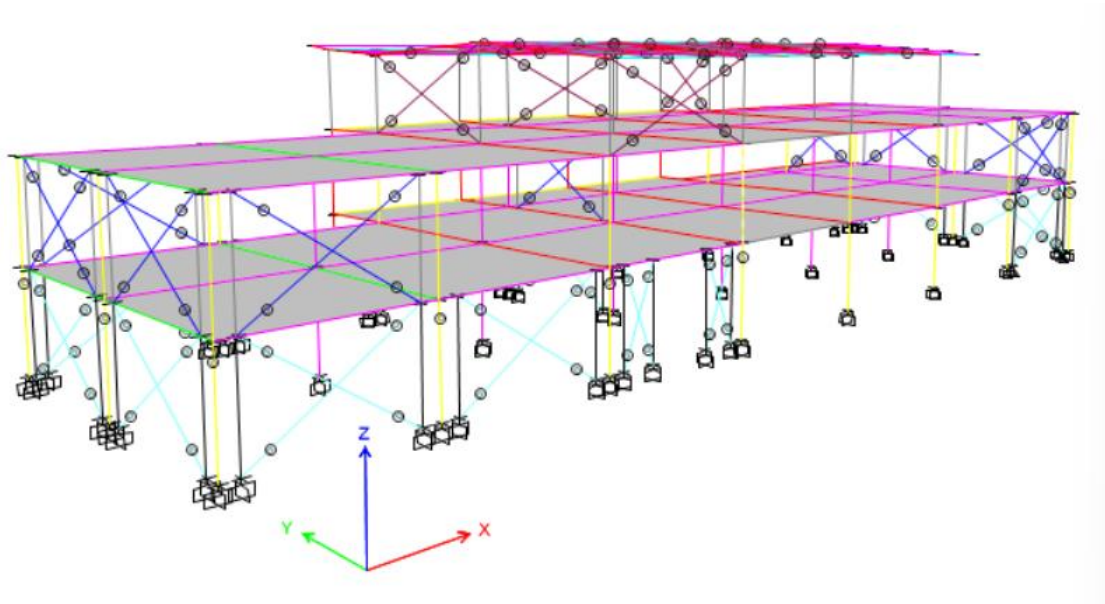
Figura 2-37: Ventana de ETABS, asignación de releases



Fuente: (ETABS, 2025)

El modelo con los *release* de las columnas se ve la siguiente forma en la Figura 2-38:

Figura 2-38: Vista de modelo con releases

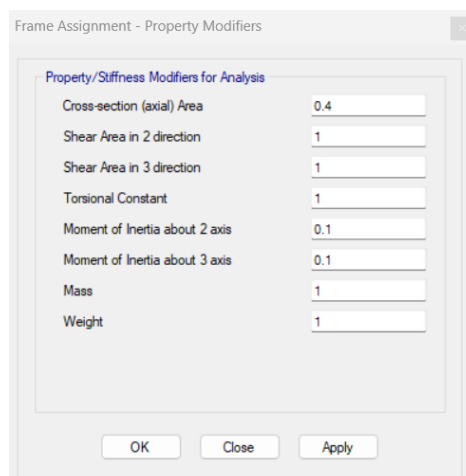


Fuente: Autores

### 2.8.5 Property Modifiers en la calibración

Para las columnas de la planta baja entre cruces rigidizadoras se colocaron los siguientes parámetros según la Figura 2-39:

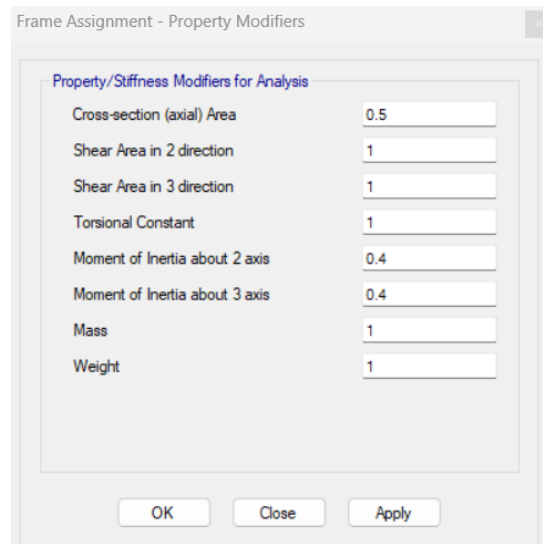
Figura 2-39: Modificación de propiedades, columnas planta baja entre cruces rigidizadoras



Fuente: Autores

Para las columnas de la planta baja libres se colocaron los siguientes parámetros según la Figura 2-40:

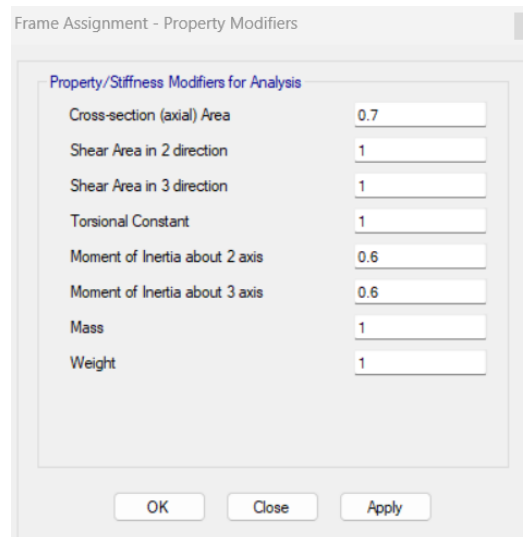
Figura 2-40: Modificación de propiedades, columnas planta baja libres



Fuente: Autores

Para las columnas de la primera planta alta entre cruces rigidizadoras se colocaron los siguientes parámetros según la Figura 2-41:

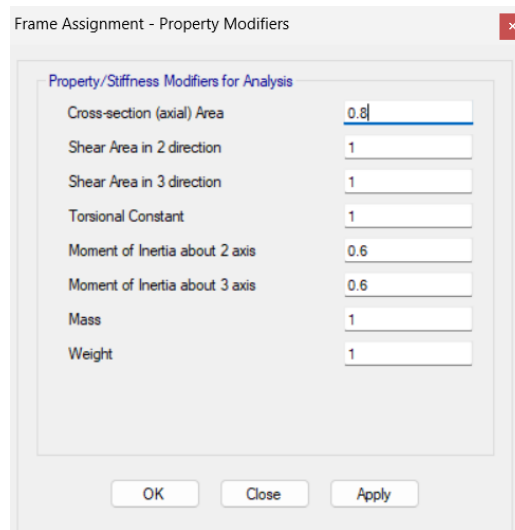
Figura 2-41: Modificación de propiedades, columnas primera planta alta entre cruces rigidizadoras



Fuente: Autores

Para las columnas de la primera planta alta libres se colocaron los siguientes parámetros según la Figura 2-42:

Figura 2-42: Modificación de propiedades, columnas primera planta alta libres



Fuente: Autores

En la Tabla 2-12 se muestra un resumen de los modificadores de propiedades en columnas de hormigón de cada una de las clasificaciones.

Tabla 2-12: Tabla resumen de modificadores de propiedades

<b>Columnas de hormigón</b>				
<b>Modificadores de propiedades</b>	<b>Planta baja</b>		<b>Primera planta alta</b>	
	<b>Entre cruces rigidizadoras</b>	<b>Libres</b>	<b>Entre cruces rigidizadoras</b>	<b>Libres</b>
Área en la sección transversal (axial)	0.4	0.5	0.7	0.8
Cortante en la dirección 2	1	1	1	1
Cortante en la dirección 3	1	1	1	1
Torsión	1	1	1	1
Momento de inercia respecto al eje 2	0.1	0.4	0.6	0.6
Momento de inercia respecto al eje 3	0.1	0.4	0.6	0.6

Fuente: Autores

Con el fin de reproducir este comportamiento en el modelo numérico, se introdujo una reducción significativa de la rigidez a momento en el eje local 3-3 y 2-2 de las columnas, mediante la modificación de los correspondientes *Property Modifiers*. Este ajuste no responde a un proceso arbitrario, sino a la necesidad de representar el daño estructural real y su efecto sobre la respuesta dinámica del sistema.

Desde el punto de vista de la identificación modal, la pérdida de rigidez flexional en el primer nivel genera una redistribución del mecanismo resistente lateral, lo que se traduce en variaciones de las frecuencias naturales.

Desde el punto de vista del estado real de la edificación, los informes de daños disponibles evidencian la presencia de fisuración en ciertas columnas del segundo piso, asociada al fenómeno de columna corta. Esta condición se originó en sectores donde las paredes no cubren completamente el claro entre columnas o vanos, como en áreas de baños, bodegas y oficinas. La presencia parcial de muros genera una restricción local de deformaciones, produciendo concentraciones de demanda sísmica y un comportamiento no uniforme de rigidez, lo cual conduce a la aparición de fisuración prematura en los elementos afectados.

Si bien el nivel de daño en las columnas de la primera planta alta no alcanza la severidad observada en la planta baja, su presencia confirma que la rigidez efectiva de estos elementos no corresponde a la de columnas íntegras, por lo que resulta razonable considerar una reducción moderada de sus propiedades mecánicas en el modelo estructural.

Desde el punto de vista de la calibración dinámica, es importante señalar que las propiedades modales globales de una estructura no dependen únicamente de un nivel específico, sino de la distribución total de rigideces y masas a lo largo de la altura. En este sentido, limitar la representación del daño exclusivamente a la planta baja resultó insuficiente para reproducir simultáneamente las frecuencias naturales y las formas modales identificadas experimentalmente. La introducción de ajustes adicionales en las columnas de la primera planta alta permitió una redistribución más realista de la rigidez global, logrando una mejor correspondencia entre la respuesta modal numérica y la medida en campo.

Por lo tanto, la inclusión de daño en las columnas de la primera planta alta en el modelo calibrado no debe interpretarse como un ajuste arbitrario, sino como una decisión fundamentada en dos criterios complementarios: por un lado, la evidencia de daño real asociado a efectos de columna corta en sectores específicos de la edificación; y por otro, la necesidad de representar adecuadamente la rigidez efectiva del sistema estructural para reproducir de manera consistente las frecuencias y modos de vibración obtenidos a partir de las mediciones de vibración ambiental.

De esta manera, la calibración del modelo estructural se fundamenta en una relación coherente de causa–efecto entre el daño estructural observado en la edificación y su respuesta dinámica global. La adecuada representación de la pérdida de rigidez en ambos niveles permite alcanzar una convergencia entre las propiedades modales numéricas y las identificadas experimentalmente, validando el modelo desde el punto de vista dinámico y reforzando su consistencia para los análisis posteriores.

## 2.9 Conclusiones del proceso de calibración

El proceso de calibración del modelo estructural desarrollado en esta investigación permite ajustar progresivamente la respuesta dinámica del modelo numérico hasta aproximarla a los resultados obtenidos a partir de los acelerogramas registrados en campo.

Cada una de las modificaciones implementadas en el modelo de ETABS cumple un rol específico en la adecuación de las frecuencias, períodos y formas modales, contribuyendo de manera directa a reproducir el modo real de vibración de la edificación. (Chopra, 2014)

La modificación del multiplicador de masas mediante el *Mass Source* influye principalmente en los períodos naturales de la estructura. Un aumento de la masa efectiva genera un incremento en los períodos y, por tanto, una disminución de las frecuencias naturales; mientras que una reducción de la masa produce el efecto contrario, de acuerdo con los principios fundamentales de la dinámica estructural. (Chopra, 2014)

Por otro lado, la asignación de *Property Modifiers* en columnas dañadas produce una reducción de la rigidez global del sistema estructural. La disminución de la rigidez axial, a cortante y a flexión se traduce en un aumento de los períodos de vibración y una reducción de las frecuencias naturales, reflejando el comportamiento real de una estructura afectada por agrietamientos, daño acumulado o intervenciones, tal como se establece en FEMA 356 (2000) y ASCE 41-17 (2017).

Finalmente, la introducción de *Releases* en columnas seleccionadas reduce la capacidad de transmisión de esfuerzos, especialmente momentos, generando un comportamiento más flexible y modificando tanto los períodos como las formas modales. Este tipo de modelación resulta fundamental para reproducir efectos de pérdida de continuidad estructural y conexiones deterioradas.(Gentile & Gallino, 2008)

En conjunto, el ajuste de masa, rigidez y condiciones de continuidad estructural permite que el modelo numérico reproduzca de manera más fiel el comportamiento dinámico

observado en campo. Cada modificación contribuye a acercar las frecuencias, períodos y formas modales del modelo a las obtenidas experimentalmente, validando el proceso de calibración y consolidando el uso de ETABS como una herramienta confiable para la evaluación del estado estructural de edificaciones existentes (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

## 2.10 Resultados modelo calibrado

### 2.10.1 Periodo, frecuencia y modos de vibrar

Al finalizar todo el proceso de calibración se logró que las frecuencias estén muy cercanas a las frecuencias de las campañas de medición, para tener el comportamiento real de la estructura, se estableció un margen de error de máximo el 5% para cada una de ellas. Además, se logró que coincidan también en las formas modales. Obteniendo así los resultados mostrados en la Tabla 2-13:

Tabla 2-13: Frecuencias, periodos y modos de vibrar, modelo calibrado

Caso	Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Ux	Uy	Rz
Modal	1	0,275 s	3,639	99,7%	0,2%	0,1%
Modal	2	0,258 s	3,875	0,2%	98,9%	0,9%
Modal	3	0,175 s	5,728	0,1%	1%	98,9%

Fuente: (ETABS, 2025)

Elaboración: Autores

De acuerdo con los resultados presentados en la Tabla 2-13 se observa que el primer modo de vibración corresponde predominantemente a un modo traslacional en la dirección X, este modo se identifica como el modo fundamental de la estructura, al presentar el mayor periodo ( $T = 0,275$  s), por lo que este modo predomina en la respuesta dinámica global de la estructura.

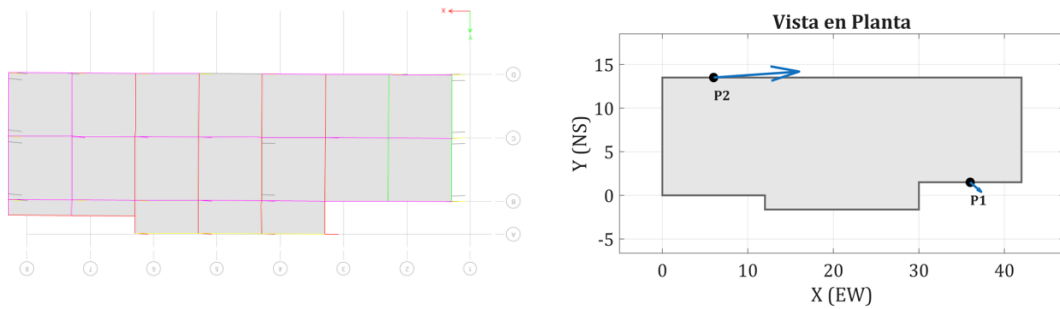
El segundo modo de vibración presenta un comportamiento predominante traslacional en la dirección Y, este al igual que el primer modo no tienen una presencia significativa de torsión. El tercer modo se lo puede identificar con un comportamiento torsional prácticamente puro, con una contribución mínima de traslación en ambas direcciones.

Tener esta información, facilita poder hacer una comparativa entre el modelo calibrado y los datos obtenidos con las mediciones, permitiendo así evaluar el grado de ajuste logrado con la calibración. Esto es importante ya que permite comprender la influencia de los

factores como el daño estructural, como influye la rigidez en los resultados, y algunas incertidumbres propias del modelo numérico, logrando así poder tener una representación más realista del comportamiento del edificio y una evaluación confiable. En las siguientes figuras se puede apreciar a la izquierda los modos de vibrar obtenidos en el ETABS y a la derecha los modos de vibrar obtenidos en campo con vibración ambiental.

En la Figura 2-43 se puede evidenciar el primer modo de vibrar

Figura 2-43: Primer modo de vibrar, modelo calibrado

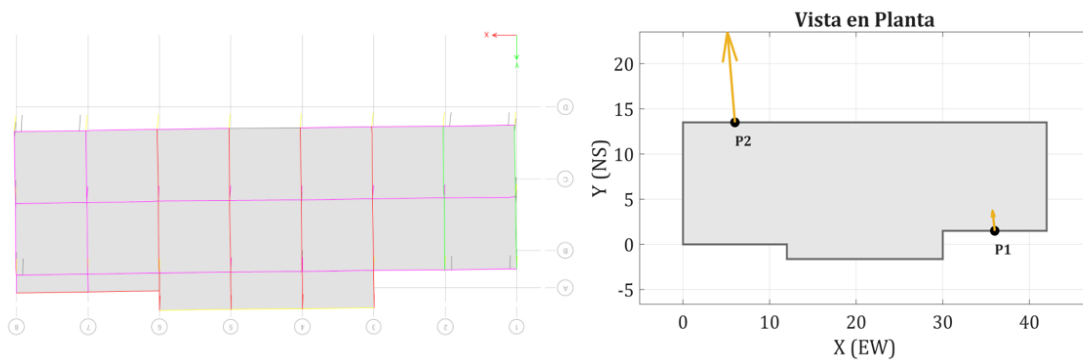


Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2025).

En la Figura 2-44 se muestra el segundo modo de vibrar

Figura 2-44: Segundo modo de vibrar, modelo calibrado

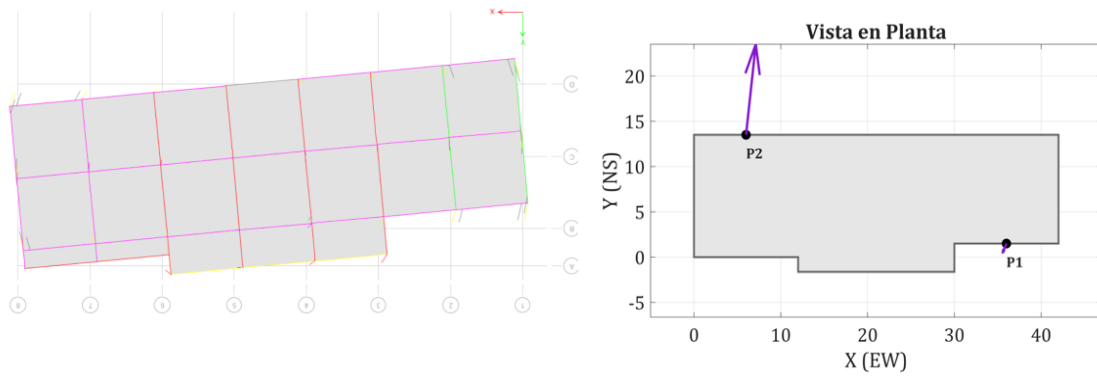


Fuente: (ETABS, 2025)

Elaboración: Autores

En la Figura 2-45 se muestra el tercer modo de vibrar

Figura 2-45: Tercer modo de vibrar, modelo calibrado



Fuente: (ETABS, 2025)

Elaboración: Autores

### 2.10.2 Participación y porcentaje de masa

En la Tabla 2-13 se presentan los factores de participación modal de masa obtenidos a partir del software ETABS. Se puede verificar que la suma de masa participante se concentra principalmente en los tres primeros modos.

Tabla 2-14: Tabla de participación y porcentaje de masa, modelo calibrado

Caso	Modo	Periodo	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Modal	1	0,275 s	77,99%	0,16%	0,10%	77,99%	0,16%	0,10%
Modal	2	0,258 s	0,18%	79,66%	0,78%	78,18%	79,82%	0,88%
Modal	3	0,175 s	0,11%	0,48%	82,24%	78,29%	80,30%	83,13%

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2025)

### 2.11 Comparación modelo calibrado y medidas de vibración ambiental

Con respecto a los valores de mediciones de vibración ambiental promediado, el modelo queda con frecuencias muy cercanas a las medidas en campo y dentro del porcentaje de error de 5%. En la Tabla 2-15 se puede apreciar dichos valores:

Tabla 2-15: Variación de frecuencias entre modelo calibrado y medidas de vibración ambiental

<b>Modo</b>	<b>Medidas vibración ambiental</b>	<b>Modelo calibrado</b>	<b>Variación</b>
Primer	3,587 Hz	3,639 Hz	1,50%
Segundo	3,932 Hz	3,875 Hz	1,45%
Tercer	5,619 Hz	5,728 Hz	1,95%

*Fuente: Autores*

Los resultados obtenidos tras el proceso de calibración del modelo numérico muestran una concordancia satisfactoria con las frecuencias medidas en campo mediante vibración ambiental. Como se observa en la Tabla 2-15, las variaciones entre ambos conjuntos de valores se encuentran por debajo del 2%, con un máximo de 1,95%, valores que se sitúan ampliamente dentro del criterio de aceptación del 5% adoptado. Esto indica que el modelo calibrado en ETABS representa de manera adecuada el comportamiento dinámico real de la estructura, y que los ajustes realizados en sus parámetros fueron correctos. En consecuencia, el modelo puede considerarse validado y apto para ser empleado en las etapas posteriores de la evaluación estructural.

En la comparación entre el modelo calibrado y el modelo sin calibrar, se evidencia que las frecuencias obtenidas no presentan variaciones significativas. No obstante, el modelo sin calibrar no representa de manera adecuada el comportamiento real de la edificación, debido a que las mediciones de vibración ambiental fueron realizadas cuando el edificio presentaba una baja ocupación. Además, a partir de los antecedentes estructurales, se conoce que varios elementos, principalmente los ubicados en planta baja, no conservan el 100 % de su capacidad original, debido a las intervenciones y afectaciones que ha experimentado la estructura. Por tanto, aunque las frecuencias de ambos modelos sean similares, la calibración permite incorporar de mejor manera las condiciones reales de la estructura y obtener una representación más ajustada de su comportamiento dinámico actual.

### 3. Análisis Estático No lineal

#### 3.1 Modelo No Lineal

El análisis se inicia a partir del modelo calibrado, el cual se considera que se encuentra dentro del rango lineal de comportamiento. Este modelo calibrado se adopta como la base de referencia, ya que representa de forma adecuada la respuesta global de la estructura.

En este punto, las secciones estructurales que en el capítulo anterior fueron agrietadas y penalizadas se asumen ahora como el modelo inicial, representando el 100 % de la rigidez y resistencia efectiva de los materiales. Es decir, estas propiedades ya incorporan el daño existente y las condiciones reales de la edificación, por lo que se consideran coherentes para continuar con el análisis.

A partir de este modelo base, se procede a introducir el agrietamiento adicional en las columnas y vigas de acero y de hormigón, así como en las cruces de acero, de acuerdo con los criterios y recomendaciones establecidos en la normativa AISC 360.1-22 y ACI 369.1-22. Este procedimiento permite representar de manera más realista el comportamiento estructural ante solicitaciones más exigentes.

#### 3.1.1 Valores de rigidez efectiva para análisis no lineal

A continuación, en la Tabla 3-1 se presentan los valores de rigidez efectiva axial, flexional y cortante para los elementos estructurales el modelo.

Tabla 3-1: Valores de Rigidez efectiva

Material	Elemento	Rigidez Axial	Rigidez Flexional	Rigidez Cortante
Hormigón	Vigas - no preesforzadas	1.0	0.2	0.4
Hormigón	Columnas	1.0	0.7	0.4
Acero	Columnas	0.9	0.9	0.75
Acero	Cruces	0.9	1.0	1.0

Fuente: AISC 360-22; ACI 369.1-22

Teniendo en cuenta estos factores para penalizar cada elemento, se muestra como quedaron las propiedades de cada uno de estos en el programa ETABS, al igual que en el proceso de calibración, se separó por grupos y nos da los siguientes valores:

Para las columnas de la planta baja, que están entre cruces rigidizadoras se muestra la Tabla 3-2:

Tabla 3-2: Factores para modelo no lineal columnas de hormigón planta baja entre cruces

<b>Columnas planta baja de hormigón entre cruces</b>			
	<b>Lineal</b>	<b>Factor</b>	<b>No lineal</b>
Área en la sección transversal (axial)	0.4	1	0.4
Cortante en la dirección 2	1	0.4	0.4
Cortante en la dirección 3	1	0.4	0.4
Torsión	1	1	1
Momento de inercia respecto al eje 2	0.1	0.7	0.07
Momento de inercia respecto al eje 3	0.1	0.7	0.07

Fuente: Autores

Para las columnas de la planta baja, que están no entre cruces rigidizadoras se muestra la Tabla 3-3:

Tabla 3-3: Factores para modelo no lineal columnas de hormigón planta baja libres

<b>Columnas planta baja de hormigón libres</b>			
	<b>Lineal</b>	<b>Factor</b>	<b>No lineal</b>
Área en la sección transversal (axial)	0.5	1	0.5
Cortante en la dirección 2	1	0.4	0.4
Cortante en la dirección 3	1	0.4	0.4
Torsión	1	1	1
Momento de inercia respecto al eje 2	0.4	0.7	0.28
Momento de inercia respecto al eje 3	0.4	0.7	0.28

Fuente: Autores

Para las columnas de la primera planta alta, que están entre cruces rigidizadoras se muestra la Tabla 3-4:

Tabla 3-4: Factores para modelo no lineal columnas de hormigón primera planta alta entre cruces

<b>Columnas primera planta alta de hormigón entre cruces</b>			
	<b>Lineal</b>	<b>Factor</b>	<b>No lineal</b>
Área en la sección transversal (axial)	0.7	1	0.7
Cortante en la dirección 2	1	0.4	0.4
Cortante en la dirección 3	1	0.4	0.4
Torsión	1	1	1
Momento de inercia respecto al eje 2	0.6	0.7	0.42
Momento de inercia respecto al eje 3	0.6	0.7	0.42

Fuente: Autores

Para las columnas de la primera planta alta, que están no entre cruces rigidizadoras se muestra la Tabla 3-5:

Tabla 3-5: Factores para modelo no lineal columnas de hormigón primera planta alta libres

<b>Columnas primera planta alta de hormigón libres</b>			
	<b>Lineal</b>	<b>Factor</b>	<b>No lineal</b>
Área en la sección transversal (axial)	0.8	1	0.8
Cortante en la dirección 2	1	0.4	0.4
Cortante en la dirección 3	1	0.4	0.4
Torsión	1	1	1
Momento de inercia respecto al eje 2	0.6	0.7	0.42
Momento de inercia respecto al eje 3	0.6	0.7	0.42

Fuente: Autores

Para las columnas de acero, tanto de la planta baja como de la primera planta alta se utilizaron los mismos valores, ya que estas en el modelo calibrado no fueron afectadas, esto se puede ver en la Tabla 3-6:

Tabla 3-6: Factores para modelo no lineal columnas de acero

<b>Columnas de acero</b>			
	<b>Lineal</b>	<b>Factor</b>	<b>No lineal</b>
Área en la sección transversal (axial)	1	0.9	0.9
Cortante en la dirección 2	1	0.75	0.75
Cortante en la dirección 3	1	0.75	0.75
Torsión	1	1	1
Momento de inercia respecto al eje 2	1	0.9	0.9
Momento de inercia respecto al eje 3	1	0.9	0.9

Fuente: Autores

Las vigas son otro elemento que se debe agrietar, al igual que las columnas de acero, estas no fueron modificadas en el modelo lineal, así que los factores aplican los mismos para todas estas en la estructura, estos se pueden ver en la Tabla 3-7:

Tabla 3-7: Factores para modelo no lineal, vigas de hormigón

<b>Vigas de hormigón – no preesforzadas</b>			
	<b>Lineal</b>	<b>Factor</b>	<b>No lineal</b>
Área en la sección transversal (axial)	1	1	1
Cortante en la dirección 2	1	0.4	0.4
Cortante en la dirección 3	1	0.4	0.4
Torsión	1	1	1
Momento de inercia respecto al eje 2	1	0.2	0.2
Momento de inercia respecto al eje 3	1	0.2	0.2

Fuente: Autores

Por último, las cruces rigidizadoras estas solo transmiten axial y cortante por su configuración, todas las cruces de la estructura serán agrietadas con los mismos así el factor se puede ver en la Tabla 3-8:

Tabla 3-8: Factores para modelo no lineal, cruces rigidizadoras de acero

<b>Cruces rigidizadoras de acero</b>			
	<b>Lineal</b>	<b>Factor</b>	<b>No lineal</b>
Área en la sección transversal (axial)	1	0.9	0.9
Cortante en la dirección 2	1	1	1
Cortante en la dirección 3	1	1	1

Fuente: Autores

### 3.2 Asignación de Rotulas Plásticas

La asignación de rotulas se modelo en ETABS mediante la propiedad de *Auto Hinge* dentro de los asignamientos que se pueden dar a los elementos tipo *Frame*. En este caso para las vigas y columnas de concreto armado y columnas y cruces de acero. A continuación, se explica para que sirve cada parámetro y como se asignaron los parámetros dentro del modelo.

#### 3.2.1 Longitud de la rótula

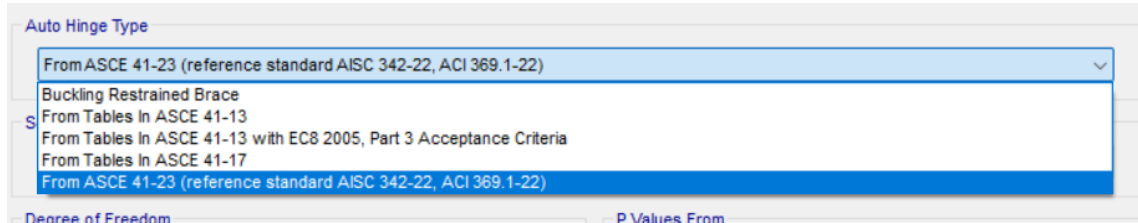
Las rotulas plásticas se modelan en el software como una rotula puntual. Por lo que toda deformación o curvatura de plasticidad ocurre en ese punto de la rótula. Por lo que se debe seleccionar una longitud de la misma. Se puede agregar un conjunto de rotulas a lo largo del elemento, sin embargo, poner varias de ellas aumenta el proceso computacional y además se debe emplear en función de generalidades, conocimientos, costumbres y relacionarlas con lineamientos del ASCE 41. Se ha vuelto común asignar las rotulas puntuales a 0.05 y 0.95 de la longitud del elemento.(Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

En el modelo creado se asignó rotulas a 0.05 y 0.95 en elementos tipo columnas y vigas, sean de acero u hormigón. Y en las cruces se ha asignado una sola rotula a 0.5, ósea en la mitad de las cruces, ya que son en tipo X y se unen en la mitad de cada elemento.

### 3.2.2 Selección de rótula automática y tabla

En la Figura 3-1: se puede apreciar las distintas normativas que se pueden utilizar para seleccionar la rótula. En el modelo se usó la normativa ASCE 41-23 para columnas y vigas, de acero y hormigón. Y el ASCE 41-17 para las cruces de acero.

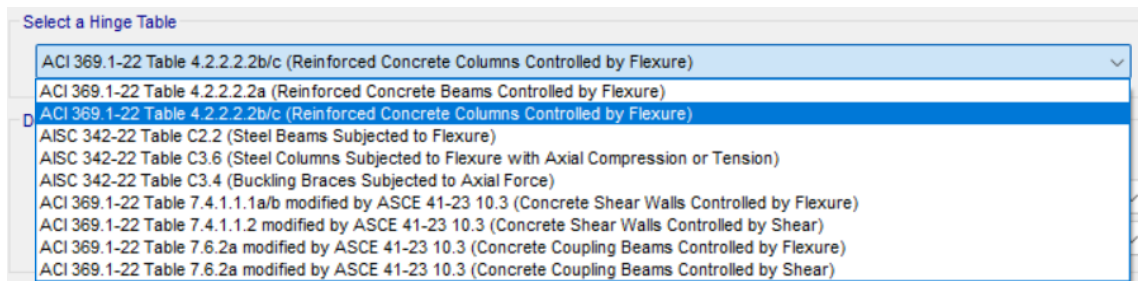
Figura 3-1: Selección de rótula según normativa, ETABS



Fuente: (ETABS, 2025)

En la Figura 3-2 se selecciona el tipo de elemento y la tabla para la asignación de la rótula.

Figura 3-2: Seleccionar tipo de elemento y tabla para rótulas, ETABS



Fuente: (ETABS, 2025)

### 3.2.3 Selección de grados de libertad

En la modelación no lineal de elementos estructurales, las rótulas P–M2–M3 permiten representar el efecto combinado de la fuerza axial y la flexión biaxial. ETABS dispone de tres formulaciones para este tipo de rótulas: isotrópica, paramétrica y tipo fibra, las cuales se diferencian principalmente en el nivel de detalle con el que describen la superficie de interacción PMM y en su costo computacional. Las rótulas isotrópicas permiten representar superficies de interacción complejas, aunque su formulación histerética resulta limitada para cargas cíclicas severas. Las rótulas tipo fibra ofrecen la representación más detallada del comportamiento seccional, pero requieren un esfuerzo computacional considerable, por lo que su uso suele restringirse a estudios específicos. (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

En el presente modelo se emplean rótulas paramétricas, debido a que constituyen una alternativa equilibrada entre realismo estructural y eficiencia numérica. Este tipo de rótula

es adecuado para secciones doblemente simétricas y permite incorporar la degradación de rigidez y resistencia bajo acciones sísmicas, siendo además el enfoque más comúnmente utilizado en evaluaciones de desempeño conforme a ASCE 41 y en análisis pushover de edificios. (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

La selección del tipo de rótula se realizó en función del comportamiento dominante de cada elemento. En las columnas, donde la respuesta está fuertemente influenciada por la interacción entre carga axial y flexión biaxial, se asignan rótulas P–M2–M3. En las vigas, cuyo comportamiento inelástico está gobernado principalmente por la flexión en su eje fuerte, se utilizan rótulas M3, lo cual es consistente con el mecanismo de colapso dúctil adoptado y con el modelo calibrado desarrollado, en el que se busca capturar adecuadamente el comportamiento global de la estructura sin introducir complejidades innecesarias. En el caso de las cruces de acero, el comportamiento no lineal se modela mediante rótulas axiales, dado que estos elementos trabajan predominantemente a tracción y compresión, controlándose su respuesta inelástica a través de modelos histeréticos que consideran la fluencia y el pandeo.

#### **3.2.4 Asignación de la carga de gravedad y lateral para calcular la carga axial**

En esta etapa del modelado se define el nivel de carga axial de referencia que será utilizado para el cálculo de las propiedades de la rótula plástica. ETABS permite determinar dicho nivel axial a partir de un caso de carga, una combinación de cargas, o bien mediante la asignación directa de un valor axial especificado por el usuario. Esta selección es relevante, ya que la carga axial influye directamente en la capacidad resistente y en la superficie de interacción asociada a la rótula, particularmente en elementos donde existe interacción axial–flexión. (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

De acuerdo con el manual de ETABS, cuando se selecciona un caso o combinación de carga, el programa evalúa la fuerza axial interna correspondiente a dicho estado de carga y la utiliza como condición inicial para la definición del comportamiento no lineal de la rótula. Esta opción permite que las propiedades de la rótula sean consistentes con el estado real de esfuerzos del elemento, evitando el uso de valores arbitrarios que podrían no representar adecuadamente la demanda estructural. (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024)

En el presente modelo, la carga axial de referencia se definió por caso de carga. Para la condición de gravedad, se seleccionó el caso de carga gravitacional no lineal, garantizando que la rótula se evalúe bajo un nivel axial compatible con el peso propio y las cargas permanentes. Para la condición combinada de gravedad más acción lateral, se utilizó directamente el caso de pushover, de manera que la rótula incorpore el efecto incremental de la carga axial inducida por la acción sísmica durante el análisis no lineal.

### **3.2.5 Longitudes de desarrollo o empalmes inadecuados**

De acuerdo con los criterios de evaluación sísmica establecidos en ASCE 41-23, adoptados para elementos de hormigón armado a partir de ACI 369.1-22, una columna o vigas se considera controlada por desarrollo o empalmes inadecuados cuando las longitudes de anclaje o empalme del refuerzo longitudinal no son suficientes para garantizar que el acero desarrolle su resistencia de fluencia en las zonas donde se espera la formación de rótulas plásticas. En estas condiciones, el modo de falla del elemento deja de estar gobernado por deformación y pasa a estar controlado por pérdida de adherencia o deslizamiento del refuerzo, lo que conduce a un comportamiento frágil y a una reducción significativa de la ductilidad disponible. (ACI 369.1-22, 2022; ASCE 41, 2017)

El ACI 369.1-22 establece explícitamente que, cuando una columna es clasificada como controlada por empalmes o desarrollo inadecuados, los criterios de aceptación de rotación plástica asociados a los niveles de desempeño IO, LS y CP deben ser menores que aquellos correspondientes a columnas con desarrollo adecuado del refuerzo longitudinal, y en ningún caso pueden excederlos. Esta reducción de los parámetros de rotación refleja la incapacidad del elemento para sostener deformaciones inelásticas significativas antes de la pérdida de resistencia, situación ampliamente documentada en estudios experimentales de columnas con deficiencias de anclaje (ACI 369.1-22, 2022).

En el modelado no lineal realizado en ETABS, la activación de la opción *Controlled by Inadequate Development or Splicing* implementa directamente estas disposiciones normativas, penalizando la rótula plástica mediante una disminución drástica de la rotación última y una degradación prematura de la capacidad resistente. El ETABS *Analysis Reference Manual* indica que esta opción debe utilizarse únicamente cuando, a partir de la revisión de planos estructurales o inspecciones en obra, se evidencian empalmes ubicados en zonas críticas, longitudes de desarrollo insuficientes o deficiencias en el anclaje del refuerzo longitudinal, ya que su uso implica una predicción más severa

del daño y una respuesta estructural menos dúctil bajo cargas sísmicas (Computers & Structures Inc. (CSI), 2024).

En el caso de la estructura analizada, la revisión de los planos estructurales muestra un adecuado detallamiento del refuerzo, con longitudes de desarrollo y empalmes conformes a los requisitos normativos y ubicados fuera de las zonas críticas de formación de rótulas plásticas. En consecuencia, se considera que las columnas no presentan deficiencias asociadas al desarrollo o empalme del acero longitudinal, por lo que este parámetro no fue activado en el modelo, manteniéndose los criterios de aceptación correspondientes a columnas controladas por deformación según ASCE 41-23 y ACI 369.1-22.

### **3.2.6 Asignación de caso de rotula en vigas según planos y normativa**

De acuerdo con la Tabla 4.2.2.2.2a del ACI 369.1-22, se definen los parámetros de modelamiento que utiliza ETABS para caracterizar las rótulas plásticas en vigas. La norma clasifica tres casos según el nivel de detallamiento del refuerzo en las vigas:

Caso 1: Corresponde a vigas bien detalladas, donde el refuerzo longitudinal cumple adecuadamente tanto a lo largo del vano como en las uniones con las columnas. Este caso es típico de estructuras diseñadas con normas recientes de diseño sismorresistente, por lo que presentan un buen comportamiento ante eventos sísmicos.

Caso 2: Aplica a vigas que presentan deficiencias en los empalmes o en las longitudes de desarrollo del refuerzo a lo largo del vano. Estas fallas de detallamiento reducen la capacidad de la viga para deformarse sin perder resistencia, lo que limita su comportamiento ante un sismo.

Caso 3: Es el caso más crítico y corresponde a vigas con problemas de anclaje del refuerzo en la unión viga-columna. Al ser esta una zona de alta demanda sísmica, un mal detallamiento en este punto genera una pérdida de resistencia más rápida y pronunciada, afectando significativamente el desempeño global de la estructura. Se puede ver en la Tabla 3-9:

Tabla 3-9: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en vigas de hormigón

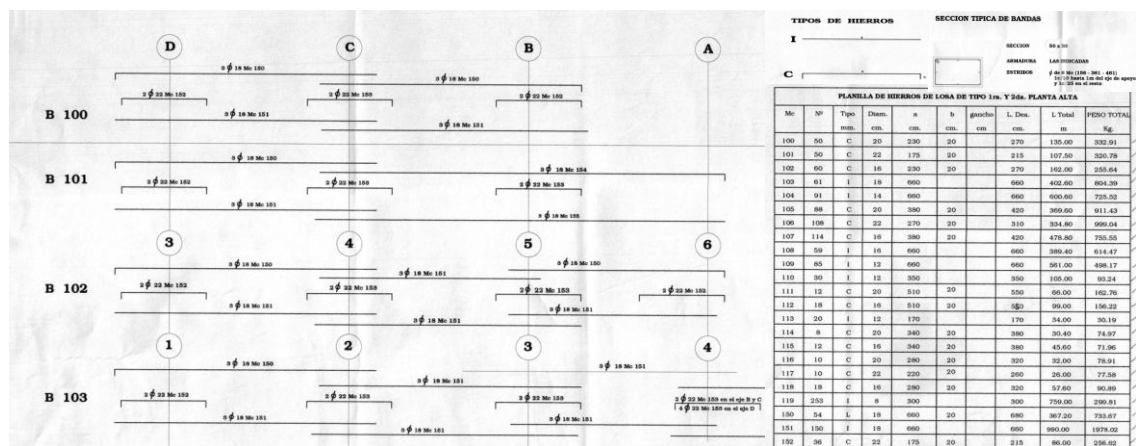
Parámetros del modelado	Criterios de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
	IO	LS	CP
Ángulos de rotación plástica $a_{nl}$ y $b_{nl}$ , rad Relación de resistencia residual $c_{nl}$			
Vigas no controladas por desarrollo inadecuado o empalme del refuerzo longitudinal a lo largo del claro, ni por anclaje inadecuado en la unión viga-columna *,†,‡,§			
$a_{nl} = K_{xc} * \left( 0.0055 * \left( \frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} * d} \right) + 0.4 * \rho_t * \left( \frac{f_{yTE}}{f'_{cE}} \right) \right) - \theta_{yE}$ $\geq 0.0$ $k_{sc} = 1 \geq 2 * \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} - 1 \geq 0$			
$\frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 \quad b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f'_{cE}}{8 * \rho_t * f_{yTE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl}$			
$\frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1 \quad b_{nl} = a_{nl} + 4 * \theta_{yE} * k_{sp} \geq b_{nl1}$	0.15 * $a_{nl}$ ≤ 0.005	0.5 * $b_{nl}$	0.7 * $b_{nl}$
Para $\left\{ \begin{array}{l} s \leq d/2 \\ s > d/2 \end{array} \right. \quad k_{sp} = 1$ $k_{sp} = 2 * (1 - s/d) \geq 0$			
Para $\left\{ \begin{array}{l} \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 \\ \frac{V_{BeamOE}}{V_{MCyDE}} > 1 \end{array} \right. \quad c_{nl} = 0.0$ $c_{nl} = 0.2$			
Vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalme del refuerzo longitudinal a lo largo del claro †			
$a_{nl} = \frac{1}{8} * \frac{\rho_t * f_{yTE}}{\rho_l * f_{yLE}} \leq 0.025^{*,\#}$			
$b_{nl} = 0.06$	0.0	0.5 * $b_{nl}$	0.7 * $b_{nl}$
$c_{nl} = 0.15 + 36 * \rho_t \leq 0.2$			
Para vigas controladas por anclaje inadecuado del refuerzo longitudinal en la unión viga-columna †			
$a_{nl} = 0.015$			
$b_{nl} = 0.03$	0.005	0.02	0.03
$c_{nl} = 0.2$			

Fuente: Tomado de:(ACI 369.1-22, 2022)

Para el modelo en ETABS se asignaron rótulas plásticas correspondientes al Caso 3, dado que la edificación fue construida en 1998, antes de que entraran en vigencia normativas con requisitos específicos de detallamiento sismorresistente. Esta condición fue verificada mediante la revisión de los planos estructurales originales, contrastándolos con los criterios establecidos en el ACI 318, norma que define los requisitos mínimos en cuanto a longitudes de desarrollo, empalmes por traslape y detallamiento de nudos viga-columna.

A continuación, en la Figura 3-3, se puede apreciar el detallamiento de las vigas según el plano estructural.

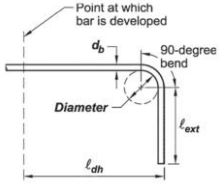
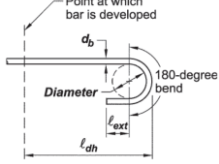
Figura 3-3: Detalle vigas de hormigón



Fuente: Planos estructurales

Para la verificación, se debe tener en cuenta que todas las vigas siguen el mismo patrón de detallamiento. Se realiza gancho a 90 grados del acero longitudinal en la zona superior y no se hace gancho en la zona inferior. Generando ya un mal detallamiento en el nudo. Además, los ganchos de 90 grados no cumplen con la longitud mínima ( $l_{ext}$ ) que pide el ACI 318-19 en la tabla 25.3.1 En la Tabla 3-10 se evidencia la misma:

Tabla 3-10: Geometría estándar del gancho para verificación

Tipo de gancho estándar	Tamaño de la barra	Diámetro mínimo de la curvatura interna	Extensión recta $l_{ext}$	Tipo de gancho estándar
	No. 3 a No. 8	$6d_b$		
Gancho de 90 grados	No. 9 a No. 11	$8d_b$	$12d_b$	
	No. 14 a No. 18	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 3 a No. 8	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 6,35cm	
	No. 9 a No. 11	$8d_b$		
	No. 14 a No. 18	$10d_b$		

Fuente: Tomado de: (ACI 318-19, 2019b)

Según la Tabla 3-10 se debe cumplir que el gancho a 90 grados tenga un  $l_{ext}$  mínimo de 12 veces el diámetro de la varilla longitudinal. Requerimiento que no se cumple en todas las vigas de la edificación. La varilla es de 18mm, requiriendo un  $l_{ext}$  de 21.6 cm, longitud que no se cumple según la planilla de acero que muestra 20 cm de longitud de gancho en todas las varillas con gancho.

$$l_{ext} = 12d_b = 12 * 1.8 = 21.6 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \quad \text{No cumple}$$

Esta revisión permitió identificar que el refuerzo de la edificación en vigas no cumple con las disposiciones actuales de la norma en cuanto al correcto detallamiento del nudo en la unión viga columna. En consecuencia, la asignación del Caso 3 refleja de manera apropiada las limitaciones de detallamiento presentes en la estructura evaluada.

### 3.2.7 Asignación de rótulas en columnas de hormigón

De acuerdo con la Tabla 4.2.2.2b del ACI 369.1-22, se definen los parámetros de modelamiento que utiliza ETABS para caracterizar las rótulas plásticas en columnas. La norma clasifica dos casos según el nivel de detallamiento del refuerzo en las columnas:

Caso 1: Son columnas no contraladas por un mal detallamiento en cuanto a longitud de desarrollo y traslapes a lo largo de su altura libre.

Caso 2: Son columnas controladas por un mal detallamiento, en otras palabras, contrario al caso 1.

Tabla 3-11: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en columnas de hormigón

Parámetros del modelado	Criterios de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
Ángulos de rotación plástica $a_{nl}$ y $b_{nl}$ , rad Relación de resistencia residual $c_{nl}$	Nivel de desempeño		
	IO	LS	CP
Columnas no controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre *			
$a_{nl} = \left( 0.042 - 0.043 * \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{cE}} + 0.63 * \rho_t - 0.023 * \frac{V_{MCyDE}}{V_{CoLE}} \right) \geq 0.0$			
Para $\frac{N_{UD}}{A_g * f'_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{array}{l} b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 * A_g * f'_{cE}} * \frac{1}{\rho_t} * \frac{f'_{cE}}{f_{yLE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \\ c_{nl} = 0.24 - 0.4 * \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{cE}} \geq 0.0 \end{array} \right.$	0.15 * $a_{nl}$ $\leq 0.005$	0.5 * $b_{nl}$	0.7 * $b_{nl}$
Columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre †			
$a_{nl} = \left( \frac{1}{8} * \frac{\rho_t * f_{yLE}}{\rho_l * f_{yLE}} \right) \geq 0.0^{\#}$ $\left( \frac{1}{8} * \frac{\rho_t * f_{yLE}}{\rho_l * f_{yLE}} \right) \leq 0.025$			
$b_{nl} = \left( 0.012 - 0.085 * \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{cE}} + 12 * \rho_t \right) \geq 0.0$ $\leq 0.06$	0.0	0.5 * $b_{nl}$	0.7 * $b_{nl}$
$c_{nl} = 0.15 + 36 * \rho_t \leq 0.4$			

Fuente: Extraído de: (ACI 369.1-22, 2022)

Para el modelo en ETABS se asignaron rótulas plásticas correspondientes al caso 2 en las columnas. Si bien la planilla de acero indica que el refuerzo longitudinal presenta longitudes de hasta 13 metros, lo que podría sugerir que los traslapes ocurrieron en la zona de las plantas demolidas y que las columnas actuales cuentan con refuerzo continuo, este razonamiento no es suficiente para asumir que el detallamiento es adecuado.

La edificación se da antes del código sísmico, condición que ya se refleja en el comportamiento de las vigas, donde se identificaron deficiencias en los ganchos de confinamiento, longitudes de desarrollo insuficientes y traslapes que no satisfacen los requisitos de la normativa vigente. Es razonable suponer que las columnas presentan deficiencias constructivas similares, dado que responden al mismo contexto y práctica constructiva de la época.

Por todo esto, se optó por asignar el caso 2 para las rótulas plásticas de las columnas. Tomar el caso más favorable en una edificación con estas características sería, cuanto menos, optimista en exceso. En este caso la evaluación de la edificación exige no partir

de los mejores supuestos posibles, sino de aquellos que mejor reflejan la realidad de lo que se tiene, que en este caso es una estructura con un detallamiento deficiente y construida sin los criterios sismorresistentes que hoy se consideran indispensables.

### 3.2.8 Asignación de rótulas en columnas de acero

Para las columnas de acero, se ocupó la tabla C3.6 del AISC 342-22 que es para columnas de acero sometidas a flexión con compresión o tracción axial. Se puede ver en este documento en Tabla 3-12 y Tabla 3-13:

Tabla 3-12: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en columnas de acero, Parte 1

Relación de carga axial y capacidad de la sección	Capacidad de deformación esperada		
	Ángulo de rotación plástica, rad		
	IO	LS	CP
<b>Columnas y arriostramientos en compresión</b>			
1. Altamente dúctil $\lambda \leq \lambda_{hd}$			
$a = 5.5 * \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.95} * \left(\frac{L}{r_y}\right)^{-0.5} * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.4} \leq 0.07$			
$b = 20 * \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.9} * \left(\frac{L}{r_y}\right)^{-0.5} * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{3.4} \leq 0.07$	$0.5 * a$	$0.75 * b$	$b$
$c = 0.4 - 0.4 * \frac{P_G}{P_{ye}}$			
2. No moderadamente dúctil			
$a = 1.2 * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.2} * \left(1.4 * \frac{L}{r_y} + 0.1 * \frac{h}{t_w} + 0.9 * \frac{b_f}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0023 \geq 0$			
$b = 2.5 * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.8} * \left(0.1 * \frac{L}{r_y} + 0.2 * \frac{h}{t_w} + 2.7 * \frac{b_f}{2t_f}\right)^{-1} - 0.0097 \geq 0$	$0.5 * a$	$0.75 * b$	$b$
$c = 0.5 - 0.5 * \frac{P_G}{P_{ye}}$			
3. Otro: Se debe realizar una interpolación lineal entre los valores de los casos 1 y 2, tanto para la esbeltez del ala como del alma, y se deberá usar el menor valor resultante.			
4. Secciones HSS rectangulares y secciones tipo cajón armadas			
$a = 1.1 * (\lambda)^{-1.2} * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.8} \leq 0.05$			
$b = 0.5 * (\lambda)^{-0.6} * \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.2} - 0.01 \leq 0.08$	$0.5 * a$	$0.75 * b$	$b$
$c = 0.25$			

Fuente: Extraído de (AISC 342-22, 2022)

Tabla 3-13: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en columnas de acero, Parte 2

Parámetros de modelación y deformaciones permisibles para procedimientos de análisis no lineal — Columnas y arriostramientos sometidos a flexión con compresión o tracción axial, Parte 2				
Relación de carga axial y compacidad de la sección	Capacidad de deformación esperada			
	Ángulo de rotación plástica, rad			
	IO	LS	CP	
<b>Columnas y arriostramientos en tensión</b>				
1. Para $\frac{ P_G }{P_{ye}} < 0.2$	$\begin{cases} a = 9 * \theta_y \\ b = 11 * \theta_y \\ c = 0.6 \end{cases}$	$\theta_y$	$a$	$b$
2. Para $\frac{ P_G }{P_{ye}} \geq 0.2$	$\begin{cases} a = 13.5 * \left(1 - \frac{5}{3} * \frac{ P_G }{P_{ye}}\right) * \theta_y \geq 0 \\ b = 16.5 * \left(1 - \frac{5}{3} * \frac{ P_G }{P_{ye}}\right) * \theta_y \geq 0 \\ c = 0.6 * \left(1 - \frac{5}{3} * \frac{ P_G }{P_{ye}}\right) + 0.2 \geq 0.2 \end{cases}$	$0.25 * \theta_y$	$13.5 * \left(1 - \frac{5}{3} * \frac{ P_G }{P_{ye}}\right) * \theta_y$	$16.5 * \left(1 - \frac{5}{3} * \frac{ P_G }{P_{ye}}\right) * \theta_y$

Otro: Se debe realizar una interpolación lineal entre los valores de los casos 1 y 2, tanto para la esbeltez del ala como del alma, y se deberá usar el menor valor resultante.

Fuente: Extraído de (AISC 342-22, 2022)

### 3.2.9 Asignación de rótulas en cruces rigidizadoras de acero

Para las cruces rigidizadoras, se ocupa otra tabla, se ocupó la tabla C3.4 del AISC 342-22 que es para arriostramientos sometidos a fuerza axial. Esta tabla se la puede encontrar en el presente documento en la Tabla 3-14 y Tabla 3-15:

Tabla 3-14: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en cruces rigidizadoras de acero, Parte 1

Parámetros de modelización y deformaciones admisibles para procedimientos de análisis no lineal: arriostramientos sometidos a fuerza axial, Parte 1					
Componente	Parámetros del modelado		Capacidad de deformación esperada		
	Deformación axial total in (mm)	Relación de resistencia a la deformación máxima	Ángulo de rotación plástica, rad		
	d	f	IO	LS	CP
<b>Arriostramientos en compresión</b>					
1. Secciones de patín ancho, elementos tipo I, ángulos dobles en plano, canales dobles en plano	$n = 5.6 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1.7} * \left(\frac{L_c/r}{\sqrt{E/F_y}}\right)^{0.4}$	$n * \Delta_c$	0.2	$1.5 * \Delta_c$	$0.7n * \Delta_c$
2. Ángulos dobles fuera del plano, canales dobles fuera del plano	$n = 4.7 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1.7} * \left(\frac{L_c/r}{\sqrt{E/F_y}}\right)^{0.45}$				

Fuente: Extraído de (AISC 342-22, 2022).

Tabla 3-15: Criterios para asignar valores en rótulas plásticas en cruces rigidizadoras de acero, Parte 2

Parámetros de modelización y deformaciones admisibles para procedimientos de análisis no lineal: arriostramientos sometidos a fuerza axial, Parte 2					
Componente	Parámetros del modelado		Capacidad de deformación esperada		
	Deformación axial total in (mm)	Relación de resistencia a la deformación máxima	Ángulo de rotación plástica, rad		
	d	f	I/O	LS	CP
<b>Arriostramientos en compresión</b>					
3. Arriostramientos HSS rectangulares $n = 3.0 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1} * \left(\frac{L_c/r}{\sqrt{E/F_y}}\right)^1$					
4. Arriostramientos HSS circulares y tuberías $n = 4.7 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1.7} * \left(\frac{L_c/r}{\sqrt{E/F_y}}\right)^{0.45}$	$n * \Delta_c$	0.2	1.!	0.7n	n
5. Ángulo simple $n = 12 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1.7}$			* 2	* $\Delta_c$	* $\Delta_c$
<b>Arriostramientos en tensión</b>					
1. Secciones de patín ancho, elementos tipo I, ángulos dobles en plano, canales dobles en plano $n = 3.4 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1.7} * \left(\frac{L_c/r}{\sqrt{E/F_y}}\right)^{0.4}$					
2. Ángulos dobles fuera del plano, canales dobles fuera del plano $n = 2.8 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1.7} * \left(\frac{L_c/r}{\sqrt{E/F_y}}\right)^{0.45}$					
3. Arriostramientos HSS rectangulares $n = 4.7 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1} * \left(\frac{L_c/r}{\sqrt{E/F_y}}\right)^{0.24}$	$n * \Delta_T$	1	1.!	0.7n	n
4. Arriostramientos HSS circulares y tuberías $n = 2.8 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1.7} * \left(\frac{L_c/r}{\sqrt{E/F_y}}\right)^{0.45}$			* 2	* $\Delta_T$	* $\Delta_T$
5. Ángulo simple $n = 7.2 * \left(\frac{\lambda}{\lambda_{hd}}\right)^{-1.7}$					

Fuente: Extraído de (AISC 342-22, 2022)

### 3.3 Creación de casos de carga gravitacional no lineal y pushover

Para llevar a cabo el análisis *pushover* en ETABS, es necesario definir dos casos de carga no lineal de forma secuencial. El primero corresponde a la carga gravitacional no lineal (CGNL), cuyo propósito es someter a la estructura a las cargas gravitacionales, es decir, el peso propio y las cargas de uso, antes de introducir cualquier acción lateral. Esto es

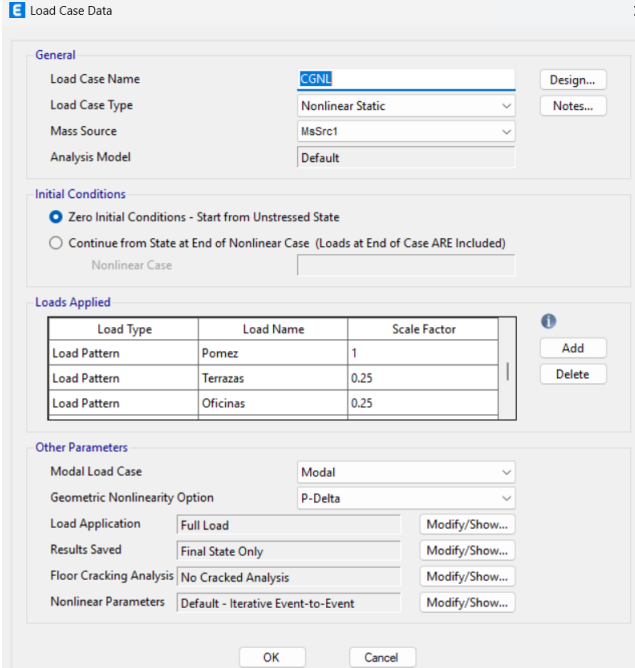
fundamental porque en la realidad, una edificación ya se encuentra cargada verticalmente en el momento en que ocurre un sismo, por lo que el modelo debe reflejar ese estado previo de esfuerzos.

El segundo caso es el *pushover*, que parte del estado deformado obtenido en el caso gravitacional y aplica de forma incremental cargas laterales sobre la estructura, simulando el efecto de un evento sísmico. Esta secuencia garantiza que el comportamiento inelástico de los elementos estructurales, y por ende la formación de rótulas plásticas, se evalúe sobre una estructura que ya trabaja bajo sus condiciones reales de carga, lo que hace que los resultados del análisis sean más representativos del comportamiento esperado de la edificación ante un sismo.

### 3.3.1 Carga gravitacional no lineal

Para la creación de este caso, se ingresa mediante el *Load Case* del ETABS, una nueva carga llamada CGNL con el tipo estático no lineal. Se debe agregar todas las *load patterns* que tenga el modelo. Considerando el peso total de todas las cargas muertas y el 25% de la carga viva. (ASCE 41, 2017). Esto como se muestra en la Figura 3-4:

Figura 3-4: Creación de carga gravitacional no lineal, ventana de ETABS



Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Pomez	1
Load Pattern	Terrazas	0.25
Load Pattern	Oficinas	0.25

Fuente: Autores

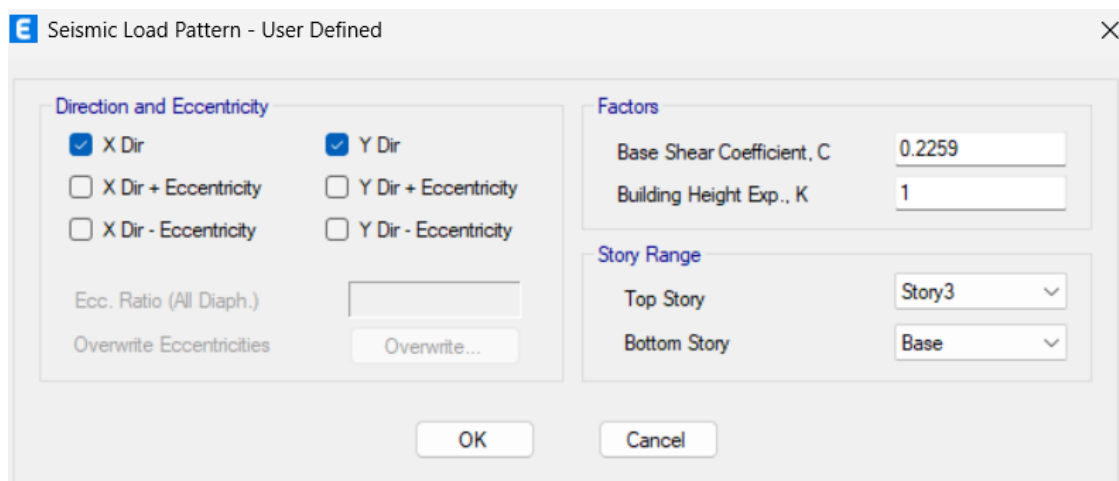
### 3.3.2 Carga de pushover

De igual forma, que el literal anterior, se debe crear la carga en el *load case*, se selecciona el tipo de estático no lineal, luego es importante que se seleccione la condición inicial de carga gravitacional no lineal, para que el pushover empiece después de la misma. De esta forma representamos el estado de deformación o carga previo cuando la estructura está cargada bajo su propio peso y uso, de esta forma incluimos en el modelo matemático la combinación de fuerzas, para poder encontrar y evidenciar la creación de las zonas inelásticas. (ASCE 41, 2017)

En la parte de *loads applied*, se selecciona la carga con la aceleración o sismo que se ejecutará para el *pushover*. Se selecciona la dirección que deseamos y el factor para que sea positivo o negativo el desplazamiento. Es importante seleccionar el nodo de control en la dirección que estamos evaluando con el desplazamiento objetivo, que es aproximadamente 0.04 veces la altura total de la edificación. En nuestro caso es 40cm.

Para la creación de la carga sísmica, se creó una carga tipo sísmica con los siguientes coeficientes que se observan en la Figura 3-5:

Figura 3-5: Creación de carga lateral, ventana de ETABS



Fuente: Autores

Para la obtención del coeficiente C asociado al cortante en la base, se tomó la fórmula de la NEC 15 de peligro sísmico en el capítulo 2. En la siguiente Figura se observa la misma:

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E}$$

Dónde:

$S_a(T_a)$ : Espectro de diseño en términos de aceleración

$\emptyset_P, \emptyset_E$ : Coeficientes para considerar configuración estructural

I: Factor de importancia del edificio

R: Factor de reducción por comportamiento sísmico

$T_a$ : Periodo fundamental de la estructura

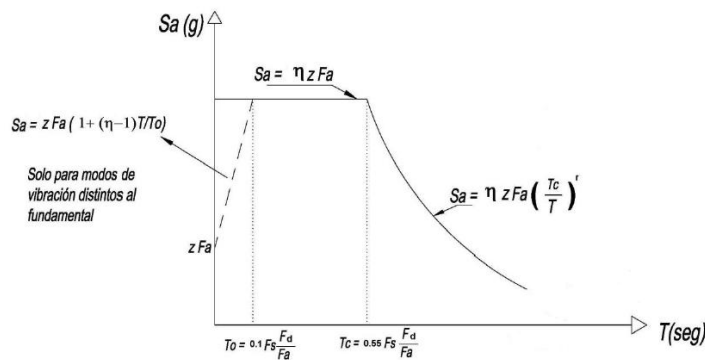
C: Peso sísmico efectivo de la estructura

El factor  $R = 5$ , según la tabla 15 de la NEC, que menciona el caso de la edificación de estudio como sistema de pórticos de hormigón armado con vigas banda reforzado con cruces rigidizadoras.(NEC-SE-DS, 2014)

El Coeficiente de regularidad en planta y en elevación = 1, debido que la estructura no presenta irregularidades para penalización según las tablas 13 y 14 de la NEC.(NEC-SE-DS, 2014)

Para obtener el valor de  $S_a$  se empleó las fórmulas y tablas de la sección 3.3.1 de la NEC. En donde encontramos el valor de  $Z=0.25$  por la zona sísmica,  $n = 2.48$  por que la edificación está en Azuay, provincia de la sierra y con un suelo tipo E tenemos  $F_a=1.4$ ,  $F_d=1.75$  y  $F_s=1.60$ . Con estos parámetros pasamos a obtener el valor de  $T_0=0.2$  s,  $T_c=1.1$  s y  $T_L=3.48$  s, como nuestro modo fundamental tiene  $T=0.275$ , nos encontramos en la meseta del espectro, por lo que  $S_a=0.868$  s (NEC-SE-DS, 2014).

Figura 3-6: Espectro de diseño de NEC



Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

$$S_a = n * z * F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

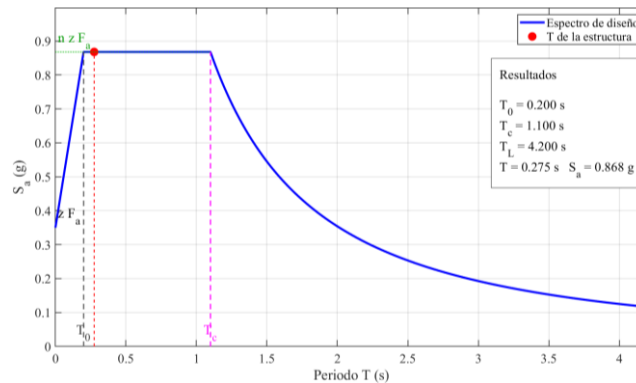
$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.2$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 1.1$$

$$T_L = 2.4 * F_d = 4.2$$

Se realizó un programa en Matlab para graficar el espectro para cuenca según el tipo de suelo y se puede observar en qué parte se encuentra el periodo de la estructura. En la Figura 3-7 se muestra el espectro, con el tipo de suelo E, y con un punto rojo se muestra en donde está el periodo de la estructura. (MathWorks, 2024)

Figura 3-7: Espectro de diseño para Cuenca, tipo de suelo E, y en qué punto se encuentra la estructura



Fuente: Autores

Según la tabla 6 de la NEC, la edificación tiene un factor de importancia = 1.3.(NEC-SE-DS, 2014)

Con todos estos parámetros obtenidos podemos calcular el valor de C

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} = 0.2259$$

El valor de k = 1, ya que el periodo fundamental de la edificación es menor a 0.5s(NEC-SE-DS, 2014).El valor de k = 1, ya que el periodo fundamental de la edificación es menor a 0.5s.(NEC-SE-DS, 2014).

$$\leq 0.5s \quad k = 1$$

$$0.5 < T \leq 2.5 \quad k = 0.75 + 0.5T$$

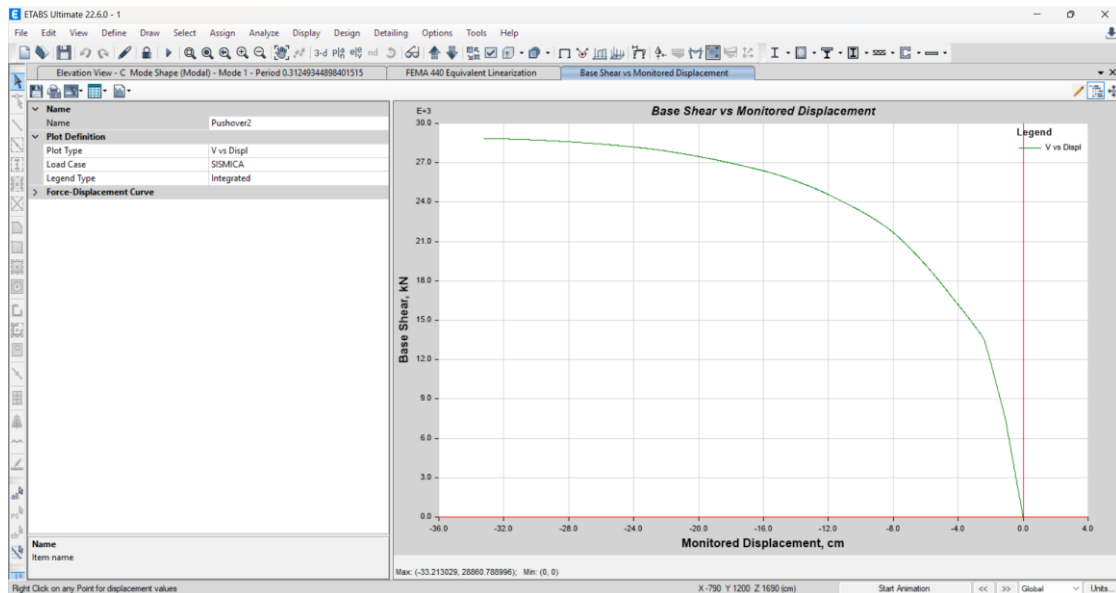
$$\leq 2.5s \quad k = 2$$

### 3.4 Curvas de capacidad

Se presentan las curvas de capacidad obtenidas para la estructura analizada. Los resultados se muestran de manera independiente para cada dirección de análisis, sentido X y sentido Y, permitiendo evaluar el comportamiento estructural ante ambos escenarios sísmicos. Se designo el nodo de control 7, que se encuentra en la primera planta alta y es el más cercano al centro de masa.

En la Figura 3-8 se puede observar la curva de capacidad en el sentido X:

Figura 3-8: Curva de capacidad, sentido X

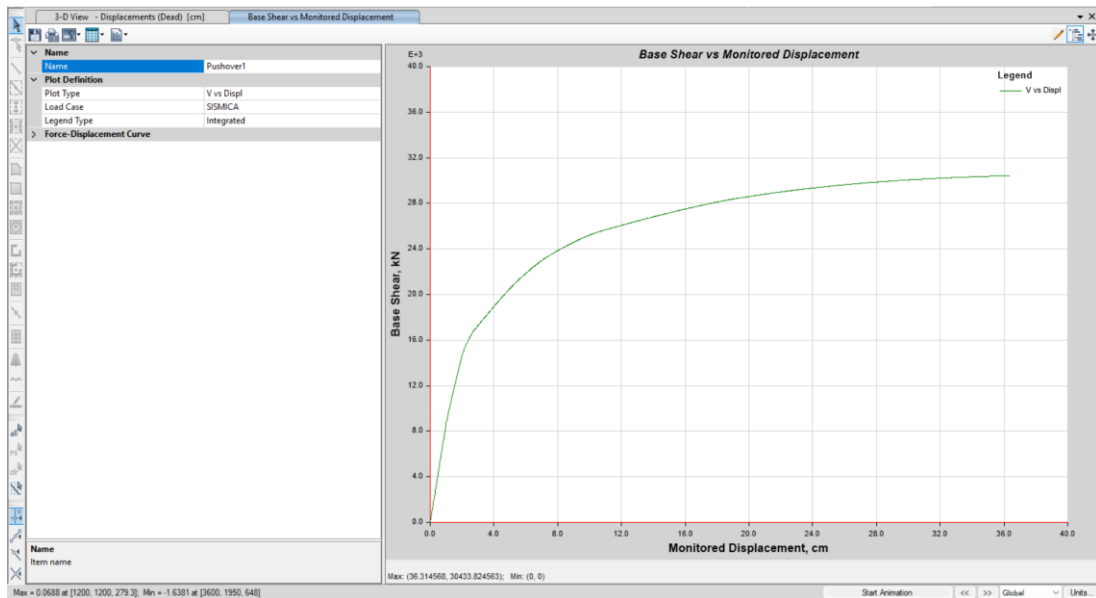


Fuente: Autores

La estructura alcanza una resistencia máxima de 28860.78 kN con un desplazamiento correspondiente a 33.21 cm. Se puede apreciar una rama elástica corta y rígida al inicio. Luego entra en una transición gradual hacia el rango inelástico.

En la Figura 3-9 se puede observar la curva de capacidad en el sentido Y:

Figura 3-9: Curva de capacidad, sentido Y

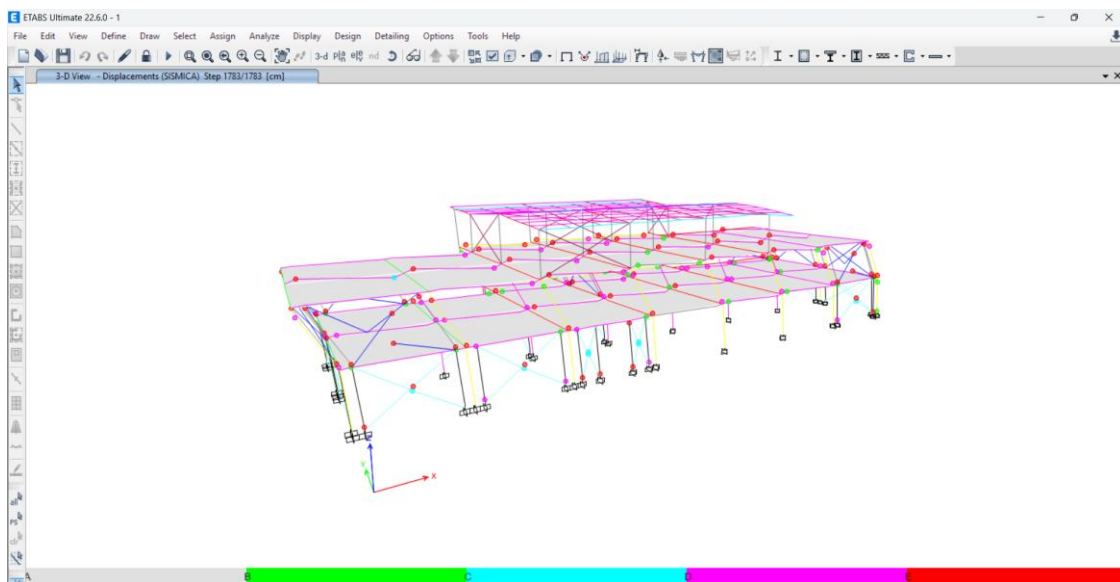


Fuente: Autores

La estructura alcanza una resistencia máxima de 30433.82 kN con un desplazamiento correspondiente a 36.61 cm. Se puede apreciar una rama elástica corta y rígida al inicio. Luego entra en una transición gradual hacia el rango inelástico.

En la Figura 3-10 se puede observar las rótulas plásticas generadas en el sentido X.

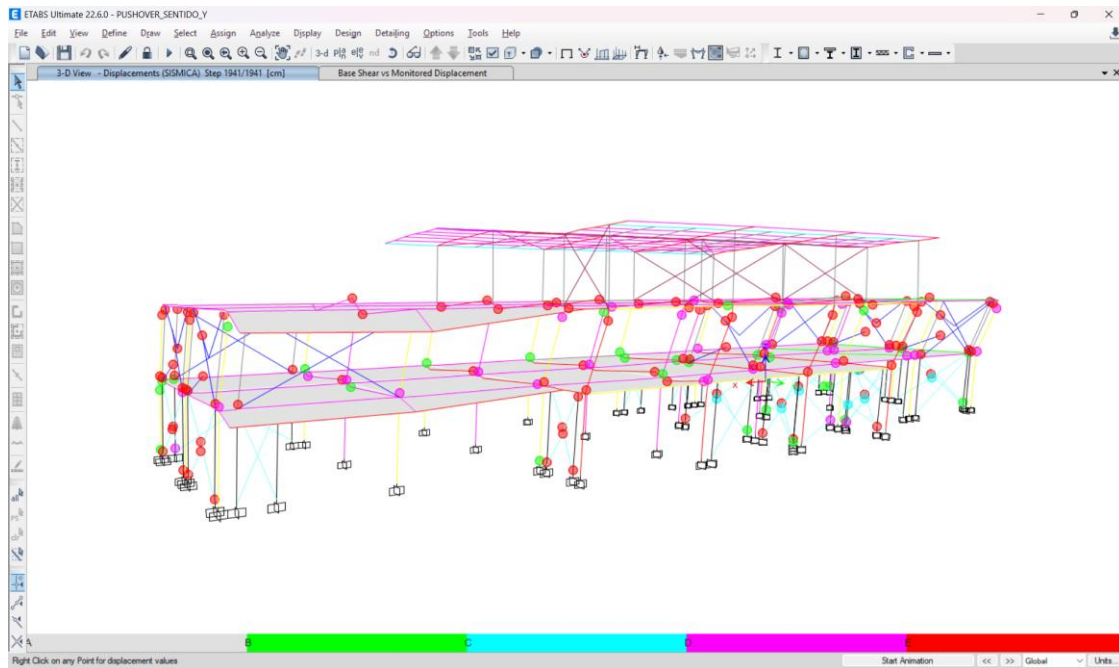
Figura 3-10: Modelo con rótulas plásticas generadas al finalizar el pushover, sentido X



Fuente: Autores

En la Figura 3-11 se puede observar las rótulas plásticas generadas en el sentido Y

Figura 3-11: Modelo con rótulas plásticas generadas al finalizar el pushover, sentido Y



Fuente: Autores

A continuación, en la Tabla 3-16 se presenta un resumen de los valores máximos alcanzados por la curva de capacidad para los dos sentidos.

Tabla 3-16: Valores curva de capacidad en dirección X y Y

Curva de capacidad		
	V (kN)	Desp (cm)
<b>X</b>	28860.78	33.21
<b>Y</b>	30433.82	36.61

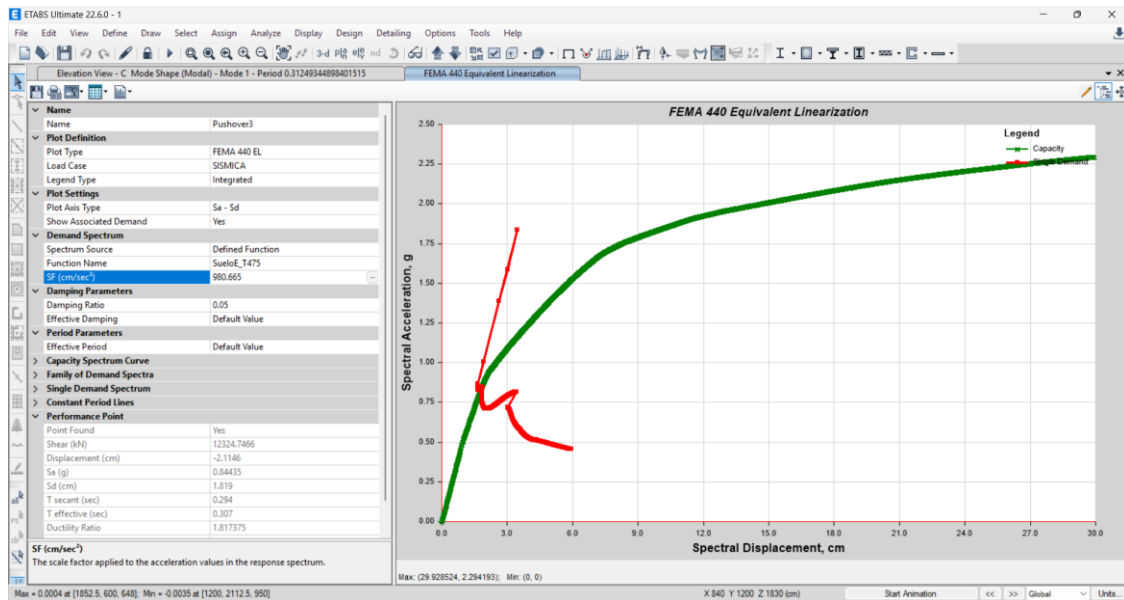
Fuente: Autores

### 3.5 Punto de desempeño

Mediante el método de linealización equivalente de la FEMA440 integrado en ETABS, se obtuvo el punto de desempeño, usando los espectros de la NEC para un suelo tipo E con periodos de retorno de 475 y 2500 años.

En la Figura 3-12 podemos observar el punto de desempeño usando la curva de capacidad en X con un periodo de retorno de 475 años. El valor de cortante = 12324.75 kN y desplazamiento = 2.1146 cm

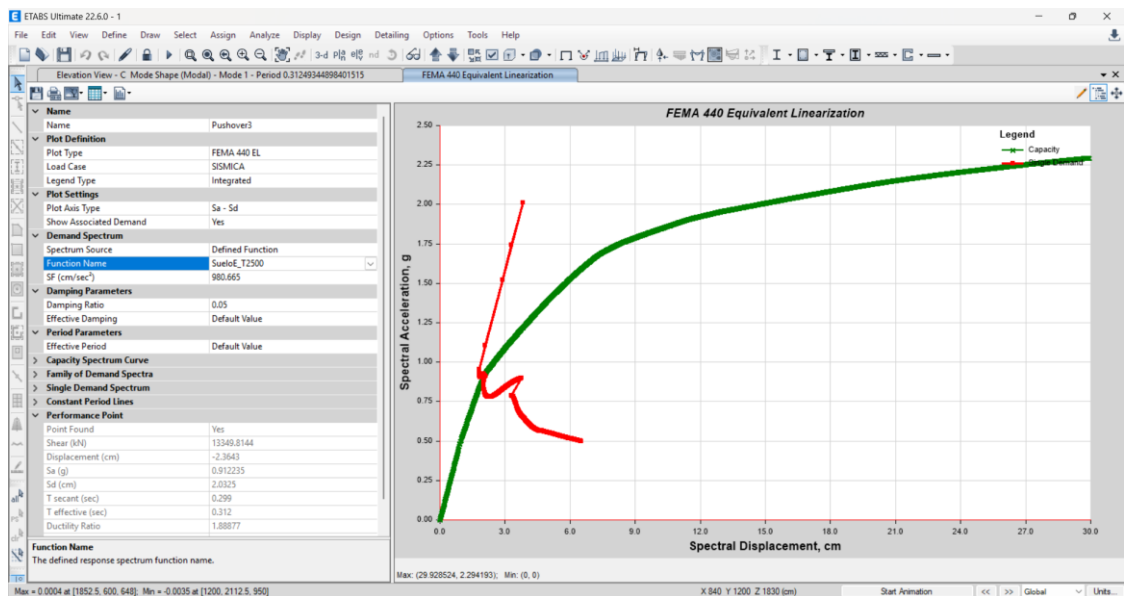
Figura 3-12: Punto de desempeño para periodo de retorno de 475 años, sentido X



Fuente: Autores

En la Figura 3-13 podemos observar el punto de desempeño usando la curva de capacidad en X con un periodo de retorno de 2500 años. El valor de cortante = 13349.8144 kN y desplazamiento = 2.3643 cm

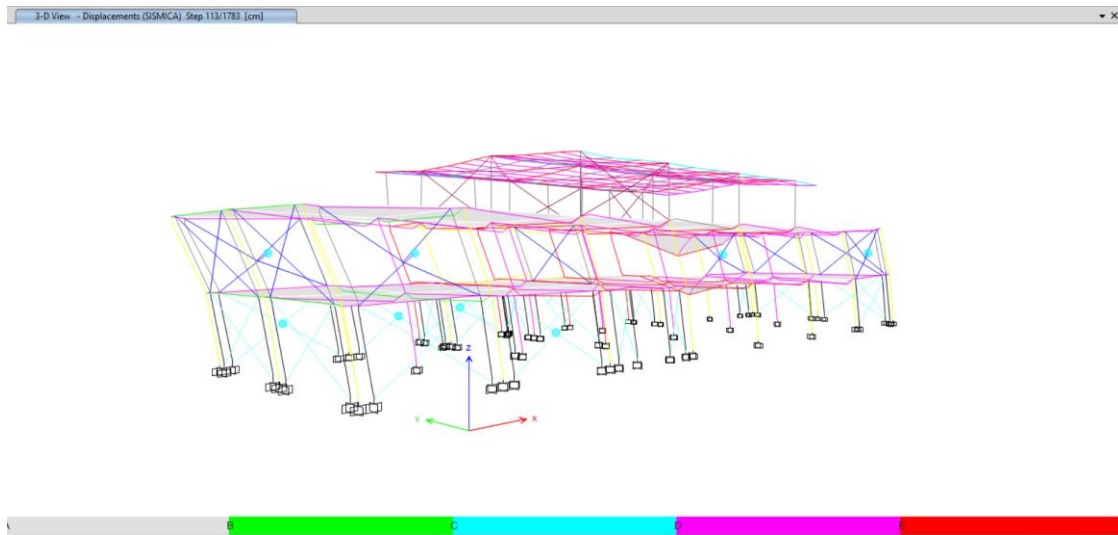
Figura 3-13: Punto de desempeño para periodo de retorno de 2500 años, sentido X



Fuente: Autores

En la Figura 3-14, se puede observar las rotulas plásticas generadas en el punto de desempeño en sentido X.

Figura 3-14: Rótulas plásticas al momento de llegar al punto de desempeño  $T_r=475$  años, sentido X



Fuente: Autores

Se identifican 8 rótulas plásticas de color celeste, concentradas en las cruces rigidizadoras de la estructura. Este patrón es esperado y aceptable, las cruces rigidizadoras actúan como los principales disipadores de energía. La formación de rotulas plásticas bien localizadas y en un nivel de daño moderado, indica que la estructura se comporta dentro de los parámetros de diseño para este nivel sísmico.

Figura 3-15: Rótulas plásticas al momento de llegar al punto de desempeño  $T_r=2500$  años, sentido X



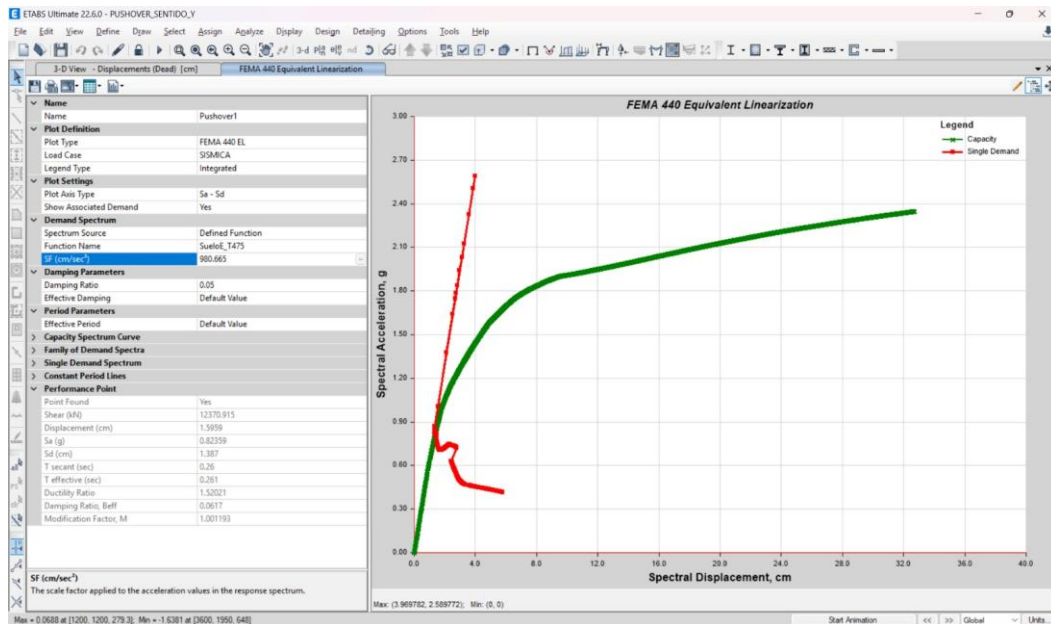
Fuente: Autores

El número de rótulas asciende a 11, manteniéndose igualmente en las cruces rigidizadoras. El incremento de 8 a 11 rótulas refleja la mayor demanda sísmica: más elementos alcanzan su capacidad de fluencia, aunque el color celeste indica que el daño sigue siendo moderado y la estructura conserva su integridad estructural. No se observan

rótulas en columnas ni en vigas, lo que es una señal positiva de que el mecanismo de colapso no ha sido activado.

En la Figura 3-16 podemos observar el punto de desempeño usando la curva de capacidad en Y con un periodo de retorno de 475 años. El valor de cortante = 12370.915 kN y desplazamiento = 1.5959 cm

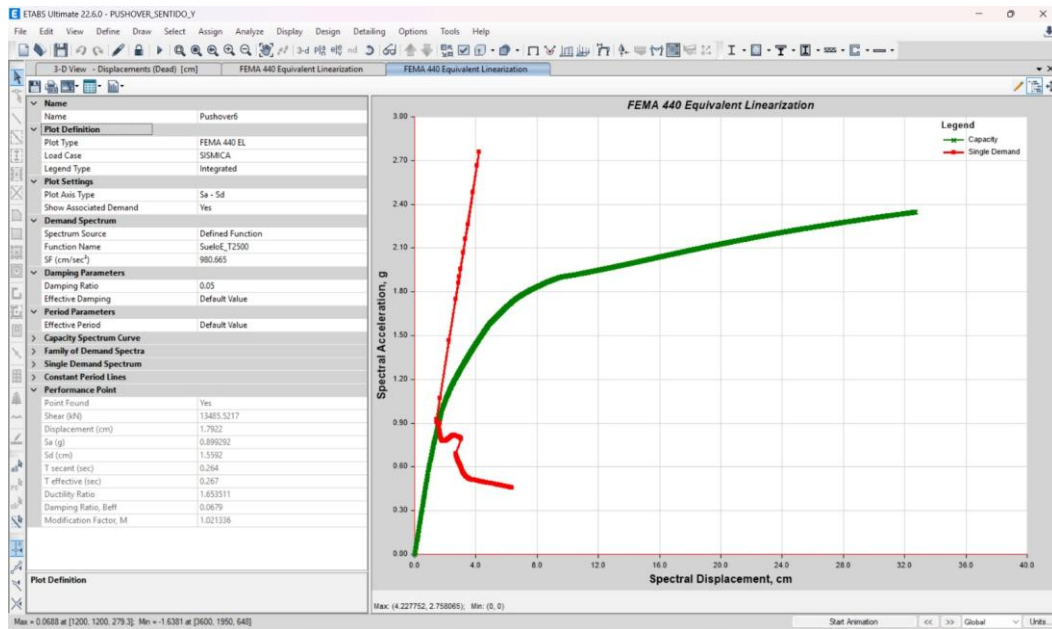
Figura 3-16: Punto de desempeño para periodo de retorno de 475 años, sentido Y



Fuente: Autores

En la Figura 3-17 podemos observar el punto de desempeño usando la curva de capacidad en Y con un periodo de retorno de 2500 años. El valor de cortante = 13485.5217 kN y desplazamiento = 1.7922 cm.

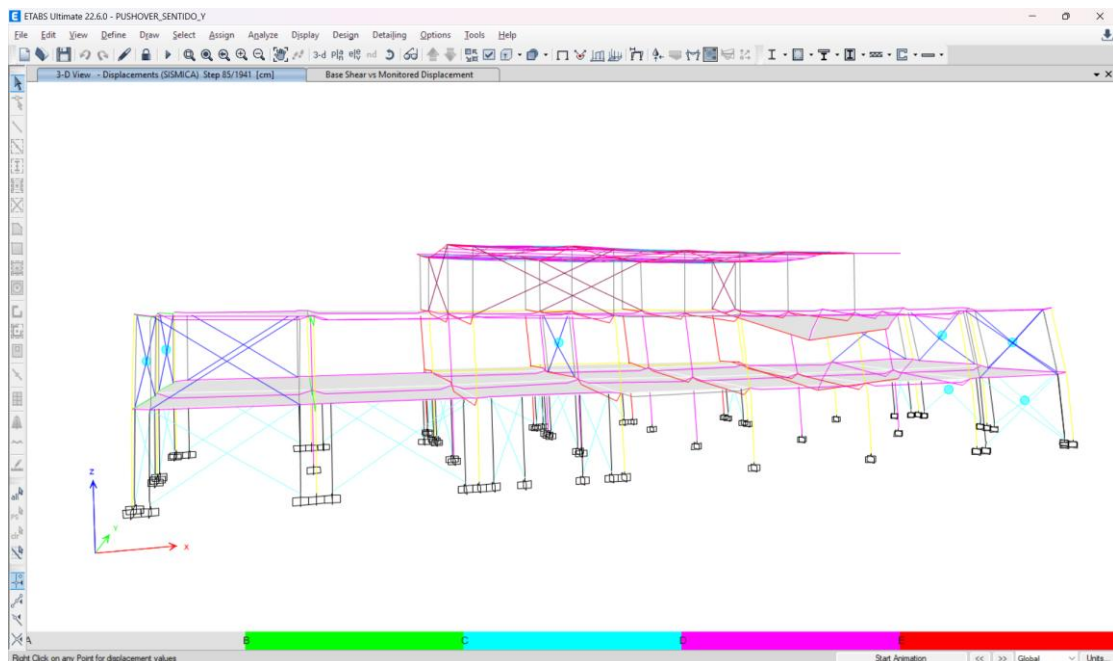
Figura 3-17: Punto de desempeño para periodo de retorno de 2500 años, sentido Y



Fuente: Autores

En la Figura 3-18 se puede observar las rótulas plásticas generadas en el punto de desempeño en sentido Y.

Figura 3-18: Rótulas plásticas al momento de llegar al punto de desempeño  $T_r=475$  años, sentido Y

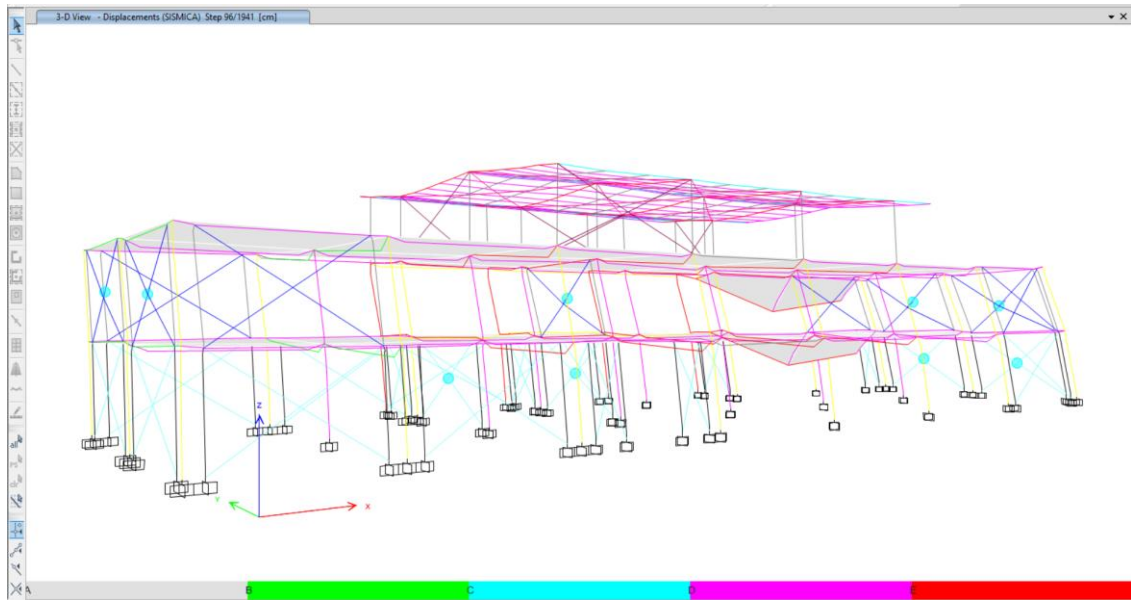


Fuente: Autores

Se identifican 7 rótulas plásticas de color celeste, concentradas en las cruces rigidizadoras de la estructura. Este patrón es esperado y aceptable, las cruces rigidizadoras actúan como los principales disipadores de energía. La formación de rotulas plásticas bien localizadas

y en un nivel de daño moderado, indica que la estructura se comporta dentro de los parámetros de diseño para este nivel sísmico.

Figura 3-19: Rótulas plásticas al momento de llegar al punto de desempeño  $Tr=2500$  años, sentido Y



Fuente: Autores

El número de rótulas asciende a 9, manteniéndose igualmente en las cruces rigidizadoras. El incremento de 7 a 9 rótulas refleja la mayor demanda sísmica: más elementos alcanzan su capacidad de fluencia, aunque el color celeste indica que el daño sigue siendo moderado y la estructura conserva su integridad estructural. No se observan rótulas en columnas ni en vigas, lo que es una señal positiva.

En la Tabla 3-17, se puede apreciar el resumen de los puntos de desempeño, cortante y desplazamiento para un sismo  $Tr = 475$  años

Tabla 3-17: Punto de desempeño para  $Tr=475$  años

<b>Punto de desempeño <math>Tr = 475</math> años</b>				
	Sa (g)	Sd (cm)	V (kN)	Desp (cm)
<b>X</b>	0.844	1.819	12324.751	2.114
<b>Y</b>	0.823	1.387	12370.915	1.595

Fuente: Autores

En la Tabla 3-18, se puede apreciar el resumen de los puntos de desempeño, cortante y desplazamiento para un sismo  $Tr = 2500$  años.

Tabla 3-18: Punto de desempeño para  $T_r=2500$  años

<b>Punto de desempeño <math>T_r = 2500</math> años</b>				
	Sa (g)	Sd (cm)	V (kN)	Desp (cm)
<b>X</b>	0.912	2.032	13349.814	2.364
<b>Y</b>	0.899	1.559	13485.521	1.792

Fuente: Autores

#### 4. Evaluación según los umbrales de HAZUS

Según la clasificación de la Hazus, antes mencionado en el literal 1.10, la estructura se la puede asociar con dos tipologías, C1L y S2L, se obtiene los valores de las derivas para clasificar los umbrales de daño según la tabla 5.15 de la Hazus la cual muestra según la tipología del edificio. En la siguiente Tabla 4-1 se extrajo solo los valores a usar en el análisis actual.

Tabla 4-1: Derivas entrepiso asociado a umbrales de daño

Propiedades del edificio		Deriva entrepiso para definir el umbral del estado de daño – Pre código			
Tipo	Altura (cm)	Leve	Moderado	Extenso	Completo
S2L	731	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400
C1L	609	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400

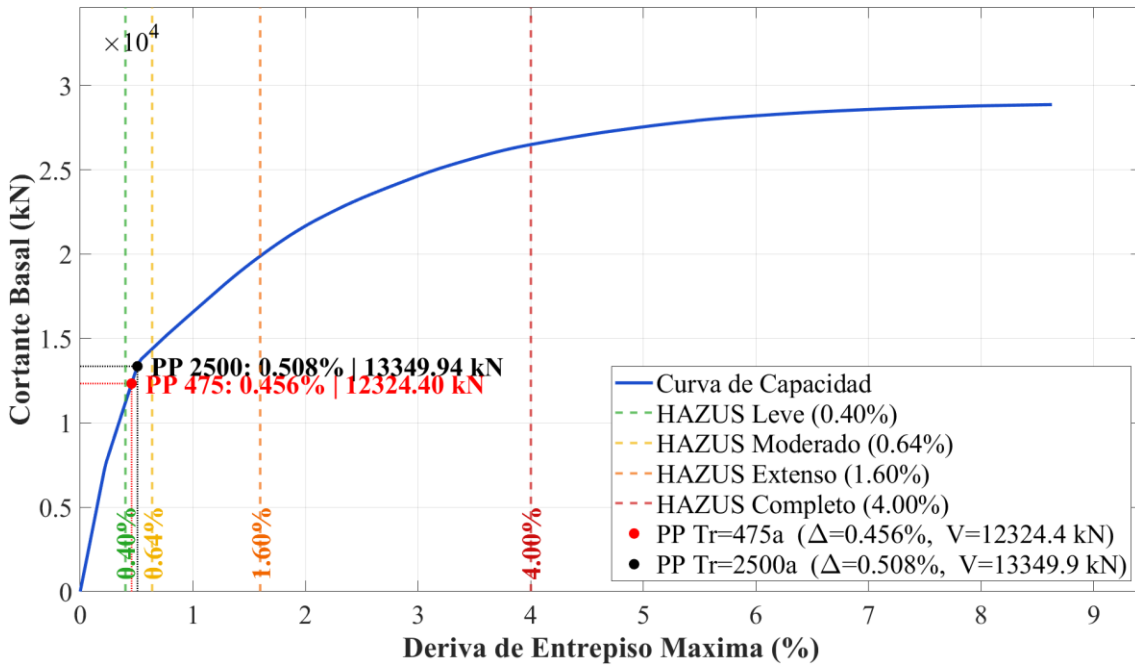
Fuente: Extraído de (FEMA, 2020)

Se puede observar que para ambas clasificaciones en las que se encuentra el edificio, se usan los mismos umbrales de daño de deriva, por lo que estos serán los valores adoptados para encontrar en qué umbral se encuentra el punto de desempeño.

Para mostrar las gráficas con los umbrales de daño, se utiliza el programa Matlab, se extraen los datos del ETABS, y se grafica la curva de capacidad junto con sus respectivos puntos de desempeño.

En la Figura 4-1 se puede ver la curva de capacidad X (Cortante-Deriva) con el punto de desempeño y los umbrales de Hazus, para un periodo de retorno de 475 y 2500 años.

Figura 4-1: Curva de capacidad y puntos de desempeño para  $Tr=475$  años y  $Tr= 2500$  años, sentido X



Fuente: Autores

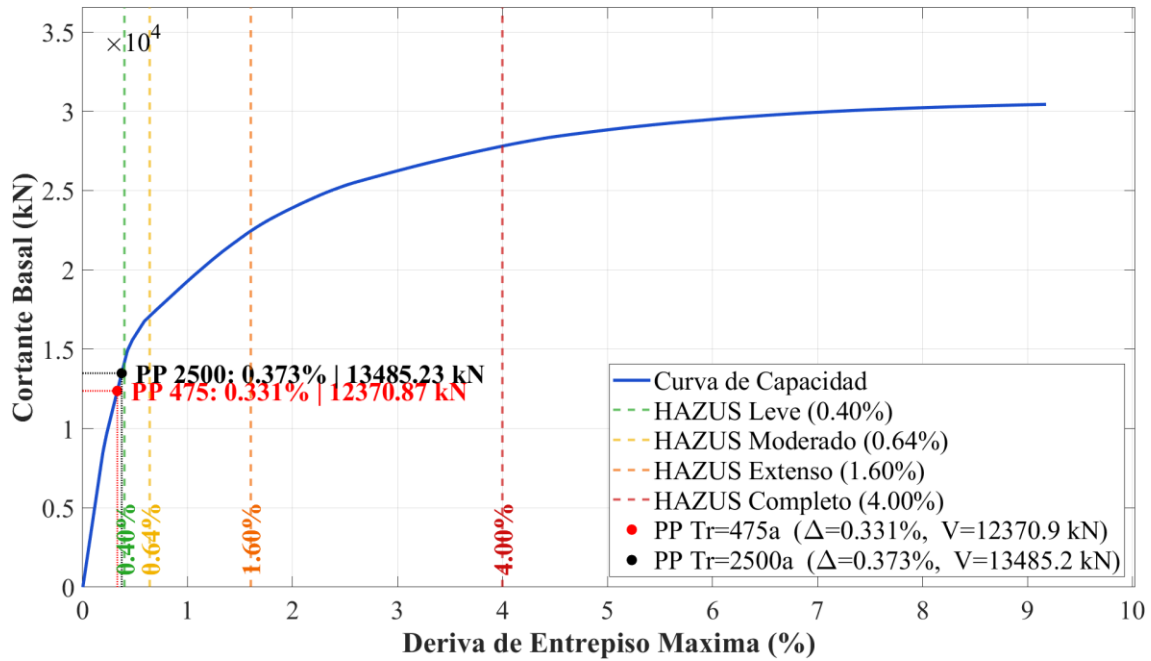
Se puede observar que el punto de desempeño para ambos casos sísmicos evaluados se encuentra en estado leve, ya que pasan del 0.40% de deriva, para el periodo de retorno de 475 años la deriva se encuentra en un 0.456% y para el de 2500 años la deriva se encuentra en 0.508%.

La HAZUS, describe que en el estado leve de daño para pórticos de acero arriostrados se presentan que algunos arriostres (en este caso las cruces) de acero ya han fluido, y que se puede presentar alargamiento menor o pandeo en algunos miembros de acero, además empiezan a aparecer grietas menores en las conexiones soldadas y deformaciones menores en conexiones empernadas. (FEMA, 2020)

Para la tipología C1L (pórticos de hormigón armado resistentes a momento) el daño estructural leve se presenta como pequeñas grietas en algunas vigas y columnas. (FEMA, 2020)

En la Figura 4-2 se puede ver la curva de capacidad Y (Cortante-Deriva) con el punto de desempeño y los umbrales de Hazus, para un periodo de retorno de 475 y 2500 años.

Figura 4-2: Curva de capacidad y puntos de desempeño para  $Tr=475$  años y  $Tr= 2500$  años, sentido Y



Fuente: Autores

Se puede observar que el punto de desempeño para ambos casos sísmicos evaluados se encuentra en estado sin daño, ya que no pasan del 0.40% de deriva, para el periodo de retorno de 475 años la deriva se encuentra en un 0.331% y para el de 2500 años la deriva se encuentra en 0.373%.

Esto representa que, en su mayoría, la estructura del edificio no presenta mayor daño, sin embargo, en la Figura 3-18 que representa como se encuentra la estructura al momento de llegar al punto de desempeño para el periodo de retorno de 475 años se evidencia que algunas cruces ya pasaron su fluencia y se encuentran en una zona de plastificación. Y en la Figura 3-19 que representa lo mismo, pero para un periodo de retorno de 2500 años, se puede observar el mismo patrón. En ninguna de las dos se evidencia un daño en vigas o columnas.

## Conclusiones y Recomendaciones

La generación y calibración del modelo numérico de la edificación mediante el software ETABS permitió obtener una representación significativa del comportamiento dinámico de la estructura, consistente con las mediciones de vibración ambiental registradas por el IERSE. Los parámetros modales obtenidos en el modelo calibrado muestran que el edificio presenta un comportamiento traslacional predominante en la dirección del eje X durante el primer modo de vibración, traslacional en la dirección del eje Y en el segundo modo, y torsional en el tercer modo. Las frecuencias naturales correspondientes son 3,639 Hz, 3,875 Hz y 5,728 Hz, respectivamente, con un error relativo aproximado de 1,7% respecto a los valores medidos experimentalmente, valor que se encuentra dentro del criterio de aceptación del 5% adoptado en el presente estudio.

La correcta asignación de las cargas vivas y muertas calibradas resultó fundamental para la reproducción de los parámetros modales obtenidos, dado que estas cargas reflejan el estado de uso y ocupación real de la edificación durante el período en que se llevaron a cabo las mediciones de vibración ambiental.

La incorporación del daño estructural preexistente en el modelo numérico constituyó un factor determinante para alcanzar una representación realista del estado actual de la estructura. Esta consideración permitió realizar el análisis estático no lineal sobre una base que refleja las condiciones reales de la edificación, garantizando así que el desempeño estructural estimado sea representativo de su comportamiento ante eventos sísmicos.

La asignación de las rótulas plásticas en los elementos estructurales, considerando las patologías constructivas identificadas, fue esencial para la correcta obtención de la curva de capacidad. La edificación, construida en 1998, presenta diversas deficiencias en cuanto al detallamiento estructural, entre las que se destacan: traslapes de armadura en zonas de rótula plástica esperada, longitudes de desarrollo insuficientes tanto en columnas como en vigas, y la presencia de vigas planas (vigas banda), sistema constructivo que no cumple con los requerimientos sismorresistentes establecidos en las normativas vigentes. Estas deficiencias fueron evaluadas con base en los estándares actuales de diseño sísmico, determinándose que la edificación corresponde a los casos de rótulas plásticas más desfavorables. La incorporación de estas condiciones en el modelo permitió obtener una

curva de capacidad más representativa y, por consiguiente, una evaluación del desempeño sísmico más confiable y ajustada a la realidad estructural.

La distribución y el color de las rótulas confirman que la estructura presenta un mecanismo de disipación de energía adecuado, con plastificación concentrada en los elementos secundarios (cruces rigidizadoras) y no en los elementos principales. El incremento progresivo del número de rótulas con la intensidad sísmica es consistente con un comportamiento dúctil esperado. El color celeste en la escala de rótulas plásticas corresponde al rango entre ocupación Inmediata (IO) y seguridad de vida (LS), lo que significa que los elementos ya han plastificado, pero todavía tienen capacidad de deformación disponible antes de alcanzar el colapso.

La implementación de las cruces rigidizadoras en la primera y segunda planta alta constituye una intervención de reforzamiento estructural pertinente y eficaz. Los resultados del análisis *pushover* evidencian que, en la secuencia de formación de rótulas plásticas hasta alcanzar el punto de desempeño, las rótulas se activan primeramente en las cruces rigidizadoras. Este comportamiento es el esperado y deseado desde el punto de vista del diseño sísmico, ya que estos elementos funcionan como disipadores de energía, entrando en el rango no lineal antes que los elementos estructurales principales como vigas y columnas, los cuales ya presentan daño previo. Adicionalmente, desde el punto de vista de la reparabilidad, las cruces rigidizadoras son elementos de más fácil reemplazo en comparación con elementos de hormigón armado, lo que favorece la resiliencia estructural ante eventos sísmicos.

La edificación evaluada presenta un desempeño sísmico satisfactorio frente a los escenarios de peligro sísmico correspondientes a la ciudad de Cuenca. Para un período de retorno de  $Tr = 475$  años, el nivel de daño esperado en la dirección X es leve, y con estado sin daño en la dirección Y. Para el escenario correspondiente a  $Tr = 2500$  años, la estructura no supera el umbral de daño moderado según la metodología HAZUS. Estos resultados indican que la estructura mantendría su funcionalidad ante los escenarios sísmicos evaluados, sin representar riesgo para sus ocupantes. En términos cualitativos, la edificación se mantiene en un estado de daño leve o sin daño, condición coherente con las exigencias de desempeño esperadas para una edificación de uso especial, de ocupación continua y perteneciente a las instalaciones de una institución universitaria.

El estudio de vulnerabilidad sísmica realizado previamente por el IERSE recomendó la instalación de acelerógrafos para el monitoreo continuo del comportamiento dinámico real de la estructura. En concordancia con dicha recomendación, la presente investigación recibió los resultados de ese monitorio, y obtuvo el modelo numérico calibrado derivado del uso de dichos instrumentos. El estudio del IERSE también recomendó ampliar el sistema de cruces rigidizadoras, reducir la carga gravitacional retirando los laboratorios de los pisos 1° y 2°, disminuir también la carga muerta de las paredes de ladrillo reemplazándolas por tabiques más ligeros y lograr la separación estructural de las gradas con respecto al bloque principal.

Además, el informe estructural elaborado en 2023 por Narváez M. y revisado por Vázquez J. evaluó la edificación en su estado previo al segundo reforzamiento, planteando como alternativa también la demolición de las dos plantas superiores y la adición de cruces rigidizadoras en la primera planta alta, intervención que fue ejecutada en la práctica. Dicho informe estimó que, tras la implementación de las medidas propuestas, la edificación podría alcanzar un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, equivalente a un estado sin daño estructural significativo (Torres & Vázquez, 2021). Estos resultados son plenamente coherentes y consistentes con los obtenidos en el presente estudio, lo que valida tanto la metodología empleada como las decisiones de intervención adoptadas.

Con el fin de incrementar la precisión del modelo numérico y obtener una caracterización más completa del desempeño sísmico de la edificación, se recomienda realizar una campaña de investigación geotécnica en el sitio de cimentación del edificio. La obtención de parámetros dinámicos del suelo, que permitiría incorporar en el modelo la interacción suelo-estructura, fenómeno que puede influir de manera significativa en la respuesta dinámica de la edificación, especialmente en cuanto a los períodos fundamentales de vibración y a la distribución de demandas sísmicas en los elementos estructurales.

Adicionalmente, se recomienda mantener el sistema de monitoreo con acelerógrafos, con el objetivo de actualizar continuamente el modelo calibrado y detectar posibles cambios en las propiedades dinámicas de la estructura que pudieran indicar deterioro o daño acumulado a lo largo del tiempo. Esta práctica permite implementar una estrategia de mantenimiento predictivo basada en la identificación modal operacional, contribuyendo a la gestión del riesgo sísmico de las instalaciones universitarias.

Finalmente, se recomienda extender la metodología empleada en este estudio a otros edificios pertenecientes al campus universitario, con el propósito de desarrollar un inventario de vulnerabilidad sísmica institucional que sirva de base para la planificación de intervenciones de reforzamiento y la elaboración de planes de respuesta ante emergencias sísmicas.

## Bibliografía

- ACI 318-19. (2019a). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary* (American Concrete Institute, Ed.). American Concrete Institute.
- ACI 318-19. (2019b). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary* (American Concrete Institute, Ed.). American Concrete Institute.
- ACI 369.1-22. (2022). *ACI 369.1-22 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings*.
- ASCE 41. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume I ATC - 40*.
- Bertero, S., Tarazaga, P. A., & Sarlo, R. (2022). *Ensayos sísmicos in situ para el análisis modal experimental de estructuras civiles*.
- Brincker, R., & Ventura, C. (2015). *Introduction to Operational Modal Analysis* (1st edition). John Wiley & Sons, Inc.
- Cabrera, E. (2022). *Metodología para estimación del daño sísmico en edificios en base a modelos numéricos avanzados y monitorizaciones RAR*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Cabrera, E. (2025). *Evaluación de la salud estructural en edificaciones aplicando metodologías avanzadas de análisis de vulnerabilidad y tecnología RAR, Proyecto 2025-0150 Fase3*.
- Cabrera, E., & Andrade, I. (2019). *Estudio de vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas del edificio de aulario de la facultad de ciencia y tecnología de la Universidad del Azuay (EVASS - CCTT)*.
- Cabrera, E., & Andrade, I. (2025). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones educacionales pre y post NEC, en la ciudad de Cuenca, Ecuador. *Revista Ingeniería Sísmica*, (114), 1–16. <https://doi.org/10.18867/ris.114.699>

- Cabrera, E., Andrade, I., & Sellers, C. (2024). *Evaluación de la salud estructural en edificaciones aplicando metodologías avanzadas de análisis de vulnerabilidad y tecnología RAR, Proyecto 2024-0141 Fase 2*.
- Cárdenas, E. M., & Medina, L. U. (2016). *Análisis modal operacional en el dominio de la frecuencia: una revisión del estado del arte*. <http://www.ing.ucv.ve>
- Chopra, A. (2014). *Dinámica estructural* (Cuarta).
- Computers & Structures Inc. (CSI). (2024). *ETABS: Building analysis and design* (V 22.7.0). <https://www.csiamerica.com/>
- Farrar, C. R., & Worden, K. (2012). *Structural health monitoring : a machine learning perspective* (K. Worden, Ed.) [Book]. Wiley.
- FEMA. (2020). *Hazus Earthquake Model Technical Manual Hazus 4.2 SP3*.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings FEMA - 356*.
- FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA nehrp*.
- Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50), 56–90. <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>
- Gentile, C., & Gallino, N. (2008). Ambient vibration testing and structural evaluation of an historic suspension footbridge. *Advances in Engineering Software*, 39(4), 356–366. <https://doi.org/10.1016/J.ADVENGSOFT.2007.01.001>
- Hou, S., Zeng, C., Zhang, H., & Ou, J. (2018). Monitoring interstory drift in buildings under seismic loading using MEMS inclinometers. *Construction and Building Materials*, 185, 453–467. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.07.087>
- Ko, J. M., & Ni, Y. Q. (2005). Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges. *Engineering Structures*, 27(12), 1715–1725. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2005.02.021>

- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4–6), 452–464. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)
- MathWorks, I. (2024). *MATLAB* (R2024a).
- McCormac, J., & Csernak, S. (2000). *Diseño de estructuras de acero (5a. ed.)*. Alfaomega Grupo Editor.
- Mejía, E. R., & Tintaya, H. O. (2023). *Evaluación del desempeño sísmico mediante un análisis estático no lineal de una edificación esencial destinada a servicios de salud en la ciudad de Lima*. <http://hdl.handle.net/10757/669575>
- Muñoz, M. (2024). *Modeling of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Structural Elements*.
- NEC-SE-CG. (2014). *Cargas (no sísmicas)*.
- NEC-SE-DS. (2014). *Peligro sísmico diseño sismo resistente*.
- NEC-SE-RE. (2014). *Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras*.
- Nicoletti, V., & Gara, F. (2023). Modelling Strategies for the Updating of Infilled RC Building FEMs Considering the Construction Phases. *Buildings*, 13(3). <https://doi.org/10.3390/buildings13030598>
- Pachón García, P. (2016). *Evaluación estructural de edificaciones históricas mediante análisis modal operacional (OMA)*. <https://hdl.handle.net/11441/51890>
- Parra, H. (2016). *Desarrollo metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito*.
- Pinedo Mori, L. G., & Taípe Osaita, A. R. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 14 pisos con el método Pushover en el distrito de Miraflores*. Universidad Ricardo Palma.
- Quinde, P. (2014). *Estudio de peligro sísmico del Ecuador y espectros de diseño sísmico para la ciudad de Cuenca*. Universidad Nacional Autónoma de México.

- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016, June). *Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca*.  
[https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2016000100001](https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2016000100001)
- Rainieri, C., & Fabbrocino, G. (2014). *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures An Introduction and Guide for Applications*. Springer.
- Ramos Cristóbal, & Rodríguez Sebastián. (2021). *Estudio y aplicación de la metodología de linealización equivalente, propuesta por FEMA 440*. Universidad del Azuay.
- Riquetti, J. (2014). *Estudio geotécnico de la Universidad del Azuay. Geotécnico, Cuenca*.
- Salas, M., Cabrera, E., & Gonzalez-Drigo, R. (2026). *Probabilistic Seismic Assessment of a Representative Existing Educational Building in the City of Moquegua (Peru)*.  
<https://doi.org/10.3390/buildings16081600>
- Torres, J., & Vásquez, D. (2021). *Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de Cuenca- Ecuador*.
- Vázquez, J., & Narváez, M. (2023). *Informe estructural del edificio c1 de la facultad de ciencia y tecnología de la universidad del azuay - cuenca*.