



**Estudio experimental y analítico de la respuesta estructural sísmica del edificio
administrativo en el campus Matriz de la ESPE**

Falcones Tufiño, Jordy Steven y Montaluisa Herrera, Johana Gabriela

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción
Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de integración curricular, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela. PhD

14 de febrero del 2025


CERTIFICADO DE ANÁLISIS
magister

PROYECTO DE TITULACIÓN_ANL

7%
Textos sospechosos

2% Similitudes
< 1% similitudes entre comillas
< 1% entre las fuentes mencionadas
6% Idiomas no reconocidos (ignorados)
5% Textos potencialmente generados por la IA

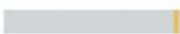
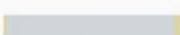
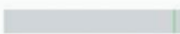
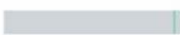
Nombre del documento: PROYECTO DE TITULACIÓN_ANL.pdf
ID del documento: 966be11504cac591239c2e85de4ed4eb3738d998
Tamaño del documento original: 6,19 MB
Autores: []

Depositante: ANA GABRIELA HARO BAEZ
Fecha de depósito: 14/2/2025
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 14/2/2025

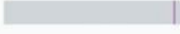
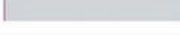
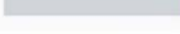
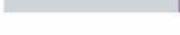
Número de palabras: 22.348
Número de caracteres: 155.549

Ubicación de las similitudes en el documento:

Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 www.mdpi.com Case Study of the Application of an Innovative Guide for the Seism... https://www.mdpi.com/2075-5309/12/9/1471 14 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (124 palabras)
2	 repositorio.espe.edu.ec Recomendaciones sísmicas basadas en reocupación post... http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/29049/5/T-ESPE-052162.pdf.txt 3 fuentes similares	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (80 palabras)
3	 Espectros de control para el Valle de los Chillos /var/dspace/bitstream/15000/16821/3/CD-7404.pdf.txt	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (49 palabras)
4	 www.doi.org Control Spectra for Quito https://www.doi.org/10.5194/nhe55-2016-33	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (40 palabras)
5	 dspace.ucuenca.edu.ec Modelación elasto-plástica y análisis no lineal de una estru... https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/29049/5/T-ESPE-052162.pdf.txt 1 fuente similar	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (35 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	 www.semanticscholar.org Espectros de control para el Valle de los Chillos Sema... https://www.semanticscholar.org/paper/Espectros-de-control-para-el-Valle-de-los-Chillos-Quiza...	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (38 palabras)
2	 repositorio.espe.edu.ec https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/22553/1/T-ESPE-043869.pdf	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (37 palabras)
3	 repositorio.espe.edu.ec http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/36612/1/T-ESPE-052775.pdf	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (38 palabras)
4	 dx.doi.org Fundamento normativo para la evaluación sísmica de edificaciones basa... http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v90n229.109648	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (29 palabras)
5	 journal.espe.edu.ec ESPECTROS DE CONTROL PARA EL VALLE DE LOS CHILLOS https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/ciencia/article/download/331/442	< 1%		 Palabras idénticas: < 1% (21 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas)

Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

1	 https://doi.org/10.13140/RG.2.2.30165.01767
2	 https://doi.org/10.1002/2012TC003224
3	 https://doi.org/10.1061/9780784416112
4	 https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/4314/1/A7348
5	 https://publications.iadb.org/es/perfil-de-riesgo-de-desastres-por



ANALIZADO POR
ANA GABRIELA HARO BAEZ

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela Ph.D.

Directora



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Certificación

Certifico que el trabajo de integración curricular: **“Estudio experimental y analítico de la respuesta estructural sísmica del edificio administrativo en el campus Matriz de la ESPE”** fue realizado por el señor **Falcones Tufiño, Jordy Steven** y la señorita **Montaluisa Herrera, Johana Gabriela**, el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

Sangolquí, 14 de febrero de 2025



Firmado electrónicamente por:
**ANA GABRIELA HARO
BAEZ**

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela Ph.D.

Directora

C.C: 1713500302



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de Autoría

Nosotros, **Falcones Tufiño, Jordy Steven y Montaluisa Herrera, Johana Gabriela**, con cédulas de ciudadanía n°2351020223 y n°0550688451 declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de integración curricular: **“Estudio experimental y analítico de la respuesta estructural sísmica del edificio administrativo en el campus Matriz de la ESPE”** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 14 de febrero de 2025

Falcones Tufiño, Jordy Steven

CC: 2351020223

Montaluisa Herrera, Johana Gabriela

CC: 0550688451



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de Publicación

Nosotros, **Falcones Tufiño, Jordy Steven y Montaluisa Herrera, Johana Gabriela**, con cédulas de ciudadanía n°2351020223 y n°0550688451, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de integración curricular: **“Estudio experimental y analítico de la respuesta estructural sísmica del edificio administrativo en el campus Matriz de la ESPE”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 14 de febrero de 2025

Falcones Tufiño, Jordy Steven

CC: 2351020223

Montaluisa Herrera, Johana Gabriela

CC: 0550688451

Dedicatoria

Dedico esta tesis a mis seres queridos especialmente a;

A mi madre. Esperanza, quien con su amor incondicional y fortaleza inquebrantable ha sido padre y madre a la vez. A pesar de las adversidades, nunca dejó de creer en mis sueños y darme apoyo incondicional, se ha sacrificado para darme la mejor educación posible vio un potencial en mí, aunque yo no lo vea. Cada logro mío es un reflejo de su dedicación y amor infinito.

A mi abuela Cebalda, quien estuvo presente ahí escuchándome en todo momento cada historia y trayecto que he logrado. Logrando darme soporte moral, cariño y buenos consejos se hacía presente en cada etapa de mi vida, los cuales me han ayudado a ser mejor persona y estudiante.

A mi amada novia Gabriela quien durante 7 años me ha enseñado muchas lecciones de vida, es quien considero una compañera incansable en este viaje llamado vida, por su paciencia, comprensión y amor ha sido mi refugio en los momentos más difíciles. Gracias por cada palabra de aliento, por tu tiempo invaluable y por creer en mi incluso cuando yo no lo hacía. Este logro también es suyo.

Jordy Falcones

Dedico este trabajo a las personas que me motivan diariamente a seguir creciendo personal y profesionalmente;

A MI MAMI, por su apoyo y soporte incondicional, por impulsarme a seguir adelante cuando creía no poder más, por siempre alentarme y creer en mí, por cuidarme y tenerme paciencia en todo momento, cada meta cumplida le pertenece completamente.

A MI PAPI, por ser mi guía de vida y mi maestro, ser mi escudo y protegerme, por siempre estar a mi lado cuando estaba lejos de casa, por ayudarme a forjar mi carácter y dedicar su vida entera a su familia sin importar el cansancio y esfuerzo diario que ello conlleva.

A MI TÍA, por velar por mí, por cuidarme y consolarme, siempre tenerme presente en sus oraciones y dedicar su vida entera a ser mi segunda madre, festejar mis logros, compartir risas y llantos conmigo; para ella mi amor incondicional.

A MI HERMANA, por tenerme como su prioridad y dedicar su tiempo a cuidarme, enseñarme y guiarme, por ayudarme a encontrar la solución a cada problema que enfrentaba, por impulsarme y permitirme tomar riesgos, sin duda no alcanzaría este logro sin ella.

A MI HERMANO, por siempre estar pendiente de mí, por contribuir en mi educación, por su cuidado como hermano mayor y mi ejemplo a seguir, por siempre estar cuando lo necesito.

A MI ABUELITA, por cuidarme desde el cielo, por ser mi luz en momentos oscuros, por ser mi fortaleza y mi guía cuando estaba sola, por ayudarme a tomar decisiones en los momentos más importantes.

A MIS MEJORES AMIGAS, Alison, Mabel y Naydelin por siempre brindarme su apoyo y confianza, alentando y animándome cuando lo necesitaba con una gran sonrisa y momentos divertidos.

Johana Montaluisa

Agradecimiento

A mi madre, ejemplo de perseverancia y amor incondicional, quien no solo me dio la vida, sino que la ha dedicado a hacer posible cada uno de mis sueños apoyándome y motivándome incondicionalmente. Su esfuerzo y dedicación han sido mi mayor motivación. A Franklin por haber sido una figura paterna quien me ha dado sinnúmero de consejos, quien estuvo hay cuando en los momentos más importante de mi vida académica y personal.

A mi novia, por ser mi apoyo emocional constante, por sus consejos certeros y por su compañía en las largas noches de estudio donde me decía que si podía que mire el largo camino y donde estoy ahora. Su amor y comprensión han sido fundamentales en este camino.

A mi tutor, Ing. Ana Gabriela Haro PhD, por su guía invaluable, paciencia y dedicación en cada etapa de este proceso de titulación. Sus conocimientos y experiencia han sido cruciales para el desarrollo de esta investigación lo cual nos permitirnos adquirir nuevos conocimientos.

A mis docentes, quienes me ayudaron a crecer e impulsar mi lado de liderazgo, tuvieron fe en que yo podía dar más de lo que entrego. Gracias por las enseñanzas tanto en educación como en crecimiento personal. Ustedes hicieron que me dé cuenta de lo capaz que puedo lograr hacer, lo obstinado que debo ser cuando me decían que si tenía la razón debía refutar.

A mis amigos, Anthony, Christopher, Gabriel y Joseph quienes forman parte de mi vida con los cuales compartimos frustraciones, problemas y carcajadas. Gracias por su amistad, hicieron que este recorrido llamado Universidad sea más sencillo y agradable. Gracias por todas las palabras de ánimo en los momentos que me sentía decaído.

Jordy Falcones

A MI MAMI, gracias por sus mensajes de aliento que lograban sacarme una sonrisa en días difíciles, por su gran esfuerzo en educarme, por sus abrazos que me reconfortaban en el momento que los necesitaba. Gracias por nunca dejarme sola y nunca dudar de mi potencial.

A MI PAPI, gracias por su perseverancia y ejemplo, por estar para mí sin importar la hora ni el día, gracias por nunca dejar que me rinda, por siempre tener una palabra de aliento para mí, y por permitirme alcanzar esta meta gracias a su sacrificio.

A MI TÍA, gracias por su cariño y apoyo diario, por cuidarme y recibirme con un abrazo en un hogar lleno de amor después de varios días de cansancio y estrés lejos de casa.

A MI HERMANA, gracias por siempre estar junto a mí, ser mi guardiana, mi guía y mi confidente, por ayudarme cuando lo necesitaba, por tus palabras de aliento y abrazos que me reanimaban y me permitían seguir adelante.

A MI HERMANO, gracias por confiar en mí y sus palabras de aliento, por sentirse orgulloso de lo que hacía, y siempre mostrarme su apoyo incondicional.

A MI ABUELITA, gracias por permanecer en mi mente y mi alma, gracias por ser mi compañía durante estos años y sentir su presencia en los momentos más difíciles.

A MIS DOCENTES, por transmitir sus conocimientos y experiencias para forjar profesionales de calidad, especialmente a mi tutora Ing. Ana Gabriela Haro PhD, por encaminarnos en este trabajo hasta lograr los objetivos propuestos y permitirnos adquirir nuevos conocimientos.

A MIS COMPAÑEROS, gracias a cada uno por dejar un aprendizaje en mí, compartir risas, estrés, frustraciones, y momentos invaluable. Especialmente a Karen, por su amistad, sus palabras de aliento, gracias por apoyarme cuando lo necesitaba, por preocuparse por mí y alegrarse por mis logros.

Johana Montaluisa

Índice de contenido

Reporte de similitud de contenidos	2
Certificado	3
Responsabilidad de autoría	4
Autorización de publicación	5
Dedicatoria	6
Agradecimiento	8
Resumen	19
Abstract	20
Capítulo I Generalidades	21
Introducción.....	21
Antecedentes	22
Planteamiento del problema.....	22
Área de estudio	23
Justificación.....	23
Objetivos	23
Objetivo general	23
Objetivos específicos.....	24
Alcance del estudio.....	24
Capítulo II Marco teórico.....	25
Conceptualizaciones riesgo sísmico en Ecuador	25
Riesgo sísmico en la ciudad de Sangolquí	26

	11
Espectro de diseño	29
Espectro de respuesta inelástica.....	30
Nivel de desempeño	30
Curva de capacidad	32
Normativa ASCE/SEI 7-22, ASCE/SEI 41-23 y su aplicación en análisis sísmico	34
Análisis estático no lineal (Pushover).....	34
Rótulas plásticas.....	35
Inercias agrietadas y su impacto en el análisis sísmico	37
Respuesta estructural sísmica	38
Instrumentación sísmica y monitoreo estructural.....	38
Acelerómetros.....	38
Transformada de fourier	39
Parámetros de demanda ingenieril en análisis sísmico.....	40
Capítulo III Metodología.....	41
Descripción del edificio administrativo de la ESPE.....	41
Características estructurales.....	45
Propiedades de los materiales.....	45
Procedimiento experimental	45
Instrumentación utilizada.....	46
Ejecución de pruebas de campo.....	53
Recolección y procesamiento de datos experimentales	60
Procedimiento analítico estático no lineal (Pushover)	71
Modelación numérica del edificio	71
Patrones de cargas laterales.....	80

Análisis Pushover	82
Modelación de los elementos estructurales.....	83
Elementos de Seismostruct®.....	84
Columnas.....	84
Vigas	86
Definición de los niveles de peligro sísmico	88
Obtención de la curva de capacidad.....	91
Capítulo IV Análisis de resultados.....	98
Resultados experimentales	98
Evaluación de la respuesta estructural experimental	98
Resultados del análisis estático no lineal.....	98
Evaluación de la respuesta estructural analítica	98
Comparación entre resultados experimentales y analíticos	104
Evaluación de parámetros de demanda ingenieril.....	105
Análisis de discrepancias y similitudes	113
Capítulo V Conclusiones y recomendaciones.....	118
Conclusiones.....	118
Recomendaciones	120
Referencias bibliográficas.....	122

Índice de tabla

Tabla 1 Probabilidad de excedencia y periodo de retorno de las demandas sísmicas (Adaptada de ASCE 41-23).....	32
Tabla 2 Coordenadas del centro de rigidez de los pisos instrumentados	54
Tabla 3 Documentación de registro de datos del ensayo en el edificio administrativo	57
Tabla 4 Frecuencias [Hz] obtenidas mediante la metodología “peak picking”	65
Tabla 5 Frecuencias y periodos de vibración obtenidos en la Instrumentación	68
Tabla 6 Armadura en columnas	71
Tabla 7 Propiedades de los materiales de los elementos estructurales del edificio administrativo	72
Tabla 8 Dimensiones de los elementos estructurales del edificio administrativo	73
Tabla 9 Carga muerta considerada del Edificio Administrativo.....	74
Tabla 10 Carga viva considerada del Edificio Administrativo.....	74
Tabla 11 Parámetros para espectro elástico de diseño	75
Tabla 12 Frecuencias y periodos de vibración obtenidos en SeismoStruct®.....	77
Tabla 13 Frecuencias y periodos de vibración que se obtuvieron en el “MODELO CALIBRADO” de ETABS®.....	78
Tabla 14 Cálculo de las cargas laterales	81
Tabla 15 Probabilidad de excedencia y periodo medio de retorno	89
Tabla 16 Objetivos de desempeño	90
Nota. a) Curva de capacidad en el sentido “X” de modelo en SeismoStruct®. b) Curva de capacidad en el sentido “Y” de modelo en SeismoStruct®.	97

Tabla 17 Comparación de los desplazamientos en donde se presentan los puntos de desempeño en las curvas de capacidad en ETABS® y SeismoStruct®.....	99
Figura 49 Curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas en ambos sentidos en SeismoStruct®.	103
Tabla 18 Comparación de las derivas en donde se presentan los puntos de desempeño en las curvas de capacidad en ETABS® y SeismoStruct®.....	104
Tabla 20 Desplazamiento lateral absoluto de cada piso en ETABS® y SeismoStruct® en el sentido “X”	106
Tabla 21 Desplazamiento lateral absoluto de cada piso en ETABS® y SeismoStruct® en el sentido “Y”	107
Tabla 22 Derivas de piso ETABS® y SeismoStruct® en sentido “X”.....	109
Tabla 23 Derivas de cada piso en ETABS® y SeismoStruct® en el sentido “Y”.....	110
Tabla 24 Comparación de periodos de vibración obtenidos de manera experimental y analítica.	112
Tabla 25 Comparación de Desplazamientos y Derivas en ETABS® (I3) y SeismoStruct®	116

Índice de figura

Figura 1 Epicentros de sismos asociados a fallas locales en el Valle, profundidad focal menor a 40 km.....	27
Figura 2 Espectros críticos para Sangolquí	27
Figura 3 Curva de capacidad.....	33
Figura 4 Comportamiento Estructural: Comparación entre Rótulas en Vigas vs Columnas	36
Figura 5 Clasificación del tipo del suelo que presenta la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE"	41
Figura 6 Edificio administrativo de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE	42
Figura 7 Vista lateral del edificio administrativo	43
Figura 8 Losas macizas tipo del edificio administrativo	43
Figura 9 Dispositivo de adquisición de datos – National Instruments cDAQ-9174	47
Figura 10 Módulo de entrada analógica de 4 canales – National Instruments NI-9243	47
Figura 11 Acelerómetro piezométrico Model 393B04	48
Figura 12 Cubos metálicos en los que se ubican dos sensores.....	48
Figura 13 Cable coaxial de 50 Ohm, conexión de DAQ y sensor	50
Figura 14 Extensión de cable coaxial conector de 50 pies.....	50
Figura 15 Adaptador BNC hembra-hembra como conector entre cables	51
Figura 16 Escáner de hormigón 1700 3D	52
Figura 17 Configuración realizada en el ensayo	54
Figura 18 Grafica 3D del edificio administrativo con la ubicación de los sensores en cada planta	55

Figura 19 Ubicación de los sensores en el centro de rigidez de las plantas instrumentadas....	56
Figura 20 Ensayo de pachómetro en columna.....	59
Figura 21 Procesamiento de perfiles realizados	60
Figura 22 Gráfica de la aceleración filtrada en el dominio del tiempo	61
Figura 23 Gráfica de la señal en el dominio de la frecuencia mediante la transformada de Fourier	62
Figura 24 Señal después de aplicar comandos para identificación de frecuencias características	63
Figura 25 Modo 1, frecuencia 1.1928 Hz obtenido en la instrumentación	66
Figura 26 Modo 2, frecuencia 1.4108 Hz obtenido en la instrumentación	66
Figura 27 Modo 3, frecuencia 1.6327 Hz obtenido en la instrumentación	67
Figura 28 Puntos en los vértices de las hipérbolas en los perfiles verticales (acero transversal)	69
Figura 29 Puntos en los vértices de las hipérbolas en los perfiles horizontales (acero longitudinal).....	69
Figura 30 Vista 3D de la ubicación de la armadura	70
Figura 31 Espectro elástico de diseño	76
Figura 32 Modelo tridimensional en ETABS® y SeismoStruct®	79
Figura 33 Cargas laterales aplicadas a las estructuras	80
Figura 34 Distribución de fuerzas laterales aplicadas en SeismoStruct®	82
Figura 35 Modelo no lineal en 3D del edificio	83
Figura 36. Clases de Elementos en Seismostruct ®.	84

Figura 37 Modelación de columnas en el software ETABS®	85
Figura 38 Diagrama de carga-deformación para rótulas plásticas en columnas.	86
Figura 39 Modelación de vigas en el software ETABS®	87
Figura 40. Diagrama de carga-deformación para rótulas plásticas en vigas.	87
Figura 41 Espectros de los niveles de peligro sísmico.	91
Figura 42 Curva de capacidad en ambos sentidos de modelo I1 en ETABS®.....	93
Figura 43. Curva de capacidad en ambos sentidos de modelo I2 en ETABS®.....	94
Figura 44 Curva de capacidad en ambos sentidos de modelo I3 en ETABS®.....	95
Figura 45 Curva de Capacidad SeismoStruct® en ambos sentidos	96
Figura 46 Curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas en ambos sentidos de modelo I1 en ETABS®.....	100
Figura 47. Curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas en ambos sentidos de modelo I2 en ETABS®.....	101
Figura 48. Curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas en ambos sentidos de modelo I3 en ETABS®.....	102
Tabla 19 Modos de vibración expresados en frecuencia y periodo obtenidos de la instrumentación y modelos analíticos	105
Figura 50 Desplazamiento de cada piso de los modelos en ETABS® I1, I2, I3 y en SeismoStruct®	108
Figura 51 Derivas de piso de los modelos en ETABS® y SeismoStruct®.....	111
Figura 52 Comparación del Comportamiento Estructural mediante Curvas de Capacidad utilizando SeismoStruct® y ETABS®.....	114

Figura 53 Análisis comparativo de desplazamientos y derivas en los ejes X e Y para diferentes niveles de desempeño sísmico	115
---	-----

Resumen

El presente trabajo muestra la respuesta estructural sísmica del edificio administrativo de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE en el campus Matriz, mediante un análisis no lineal estático PUSHOVER ejecutado a través del modelamiento estructural en dos softwares: ETABS® y SeismoStruct® evaluando la capacidad estructural ante fuerzas laterales incrementales, para ello se modela rótulas plásticas en vigas y columnas considerando secciones agrietadas.

Así también, se lleva a cabo el ensayo de vibración ambiental por medio del uso de acelerómetros piezométricos uniaxiales ubicados en el centro de rigidez de tres plantas de la edificación, para la adquisición de datos de frecuencias representativas de la estructura, con el propósito de compararlas con los resultados obtenidos en los dos modelos computacionales. El objetivo principal es comprender el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos y contribuir a la protección de vidas humanas, utilizando procedimientos experimentales y analíticos.

Para consolidar los resultados del análisis estático no lineal, se presenta la gráfica de la curva de capacidad de la edificación, formada en el eje de las abscisas por desplazamientos y en el eje de las ordenadas su correspondiente cortante basal, la curva de capacidad permite evaluar el comportamiento estructural ya que mediante esto se determina el desempeño de la edificación ante un sismo ocasional, raro y muy raro.

Además, se evalúan los parámetros de demanda ingenieril como lo son desplazamientos, derivas de piso y periodos de vibración tanto mediante un cálculo manualmente como las gráficas y resultados obtenidos de los modelos computacionales desarrollados.

Palabras claves: Análisis sísmico estructural, Vibración ambiental, Análisis pushover

Abstract

This work shows the seismic structural response of the administrative building of the University of the Armed Forces ESPE in the Matriz campus, by means of a static nonlinear PUSHOVER analysis executed through structural modeling in two softwares: ETABS® and SeismoStruct® evaluating the structural capacity against incremental lateral forces, for this purpose plastic hinges are modeled in beams and columns considering cracked sections.

Likewise, the environmental vibration test is carried by means of the use of uniaxial piezometric accelerometers located in the center of rigidity of three floors of the building, for the acquisition of frequency data representative of the structure, in order to compare them with the results obtained in the two computational models. The main objective is to understand the behavior of the structure against seismic events and contribute to the protection of human lives, using experimental and analytical procedures.

To consolidate the results of the non-linear static analysis, the building capacity curve graph is presented, formed on the abscissa axis by the displacements and on the ordinate axis by its corresponding basal shear. This capacity curve allows the evaluation of the structural behavior since through it the performance of the building is determined in the event of a frequent, occasional, rare and exceedingly rare earthquake.

In addition, the engineering demand parameters such as displacements, floor drifts and vibration periods are evaluated both by manual calculation and by the graphs and results obtained from the developed computational models.

Keywords: Structural seismic analysis, Environmental vibration, Pushover analysis.

Capítulo I

Generalidades

Introducción

Entre los fenómenos naturales, uno de los más destructivos para las estructuras civiles es el sismo, y los sismos son comúnmente activos en Ecuador. Por lo tanto, evaluar y pronosticar el comportamiento estructural de la estructura en caso de terremotos es crucial para garantizar la seguridad civil en la operación y protección de estructuras y población cercanas (Granados et al., 2021). Dado que muchas personas, estudiantes, docentes, personal administrativo, personal de servicios, autoridades, etc., utilizan diariamente las instalaciones educativas, este tipo de edificaciones son una opción ideal para la selección de estructuras en el estudio experimental.

El trabajo investigativo se enfocó en la infraestructura crítica debido a su altura del edificio Administrativo de la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE” que se requiere una evaluación cuidadosa debido al alto grado de usuarios que circulan diario. Es imprescindible que las infraestructuras críticas estén bajo supervisión para prevenir la pérdida de vidas humanas y financieras. El estudio realizado examina la reacción estructural al sismo del edificio administrativo en el campus principal de la ESPE, empleando métodos experimentales y analíticos. Mediante el uso de ambos procedimientos, se logró una mejor comprensión más eficaz y detallada del comportamiento de la estructura. La modelación numérica del edificio se utilizaron programas especializados como ETABS® y SeismoStruct®. El análisis de la reacción estructural ante eventos sísmicos es esencial para comprender el comportamiento de las edificaciones y garantizar la seguridad de quienes lo están ocupando.

Antecedentes

En las últimas décadas, países del primer mundo sujetos a una alta actividad sísmica y con infraestructura importante por salvaguardar de cualquier tipo de amenaza, han incursionado en metodologías analíticas y experimentales no destructivas para la evaluación de la salud estructural de edificaciones estratégicas. Como resultado, se obtuvieron considerables beneficios para reducir pérdidas económicas y, en el mejor de los casos, detectar posibles equivocaciones estructurales con las subsecuentes pérdidas humanas.

En este contexto, se plantea el proyecto para crear un modelo analítico fundamentado en ensayos no destructivos para establecer una respuesta estructural sísmica más consistente del Edificio Administrativo de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Los resultados adquiridos servirán de base para alimentar a un sistema de monitoreo de la salud estructural en desarrollo y, en función de parámetros ingenieriles de demanda sísmica, determinar los posibles daños estructurales y no estructurales considerando derivas de piso calculadas con los desplazamientos en la estructura y períodos de vibración, y así contar con herramientas que permitan plantear acciones para salvaguardar la integridad de los ocupantes.

Planteamiento del problema

Ecuador es un país con alta actividad sísmica, y por lo mismo debe considerar la evaluación y control en la calidad de edificaciones existentes y nuevas, para prevenir catástrofes como pérdidas humanas y económicas ocurridas por los efectos de los sismos.

Todas las edificaciones están expuestas a un evento sísmico, en donde el riesgo aumenta de manera proporcional a la altura de esta. En la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, una de las edificaciones más críticas es el Edificio Administrativo Central, que se estudiará para evaluar su respuesta sísmica.

Área de estudio

La investigación se realizó en las instalaciones del edificio administrativo central en el campus matriz de la Universidad de las Fuerzas Armadas “ESPE”, localizado en la provincia de Pichincha, cantón Sangolquí, Ecuador. Es una infraestructura crítica del campus por su altura, la cantidad de personas que la ocupa diariamente y sobre todo por las funciones administrativas que se desempeña. Además, este edificio se encuentra en una zona de alta sismicidad, ya que el territorio ecuatoriano está ubicado dentro del Cinturón de Fuego.

Justificación

La evaluación de la respuesta estructural sísmica de edificaciones existentes es esencial, especialmente en áreas altamente sísmicas como Ecuador, que se encuentra atravesado por el cinturón de fuego. Esta evaluación es crucial para comprender el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos y, en última instancia, contribuir a la protección de vidas humanas.

Esta evaluación de la respuesta estructural sísmica se puede determinar mediante métodos cuantitativos, como los son: la recopilación de datos de aceleraciones, desplazamientos, frecuencias y períodos utilizando sensores y dispositivos de adquisición de datos. Es así que a través de métodos experimentales y analíticos se puede obtener datos precisos del comportamiento real de la estructura ante determinados niveles de peligrosidad sísmica, lo que facilitaría la predicción y detección temprana de posibles daños, de esta manera contribuyendo a mejorar la seguridad de las estructuras y de sus habitantes o usuarios.

Objetivos

Objetivo general

- Estudiar la respuesta estructural sísmica del edificio administrativo en el campus matriz de la ESPE bajo un procedimiento experimental y analítico estático no lineal.

Objetivos específicos

- Determinar los parámetros de demanda ingenieril de la edificación en estudio mediante pruebas de campo.
- Analizar la respuesta estructural, mediante modelación numérica de la edificación en estudio.
- Comparar y analizar los resultados obtenidos.

Alcance del estudio

El presente estudio se centra en el análisis de la respuesta estructural sísmica del edificio administrativo en el campus matriz de la ESPE, mediante un análisis estático no lineal Pushover de un modelo analítico en dos softwares como los son ETABS® y SeismoStruct® calibrados en función de los datos determinados de manera experimental mediante el ensayo de vibración ambiental.

Las pruebas de campo se realizarán con ensayos no destructivos, obteniendo datos relevantes para la calibración y realismo del modelo analítico como lo son el tipo de suelo y su periodo, y el armado de los elementos estructurales del edificio.

Para la mejor visualización del comportamiento de la estructura ante un sismo de diseño se graficará la curva de capacidad del edificio.

Capítulo II

Marco teórico

Conceptualizaciones riesgo sísmico en Ecuador

Ecuador presenta alta actividad sísmica debido al sistema de fallas desarrollada por el complejo sistema de placas tectónicas presente, en la costa ecuatoriana se encuentra la intersección entre la placa oceánica de Nazca y la placa continental Sudamericana, generando el proceso de subducción cuando la placa oceánica se hunde bajo la continental (Cunalata Vásquez & Caiza Sánchez, 2022a).

El proceso de subducción produce sismos de magnitudes significativas, cercanas a ciudades con alta densidad poblacional, que produce la afectación en la infraestructura existente, en la integridad de las personas y su economía (Banco Interamericano de Desarrollo, 2020).

En 1541 ocurrió el primer sismo registrado en el Ecuador, con epicentro en la provincia de Napo y con este inicia el catálogo sísmico en el país. En 1698, se registró un sismo cuyo efecto se dio en las provincias centrales. Un sismo histórico por su magnitud y efecto devastador, cuyo epicentro fue en la Antigua Riobamba el 4 de febrero de 1797, dio como resultado la afectación de las provincias de Cotopaxi, Pichincha, Bolívar y Tungurahua (Cunalata Vásquez & Caiza Sánchez, 2022a).

De acuerdo con Cunalata Vásquez & Caiza Sánchez (2022b) en 1949, se produjo un sismo cuya afectación fue devastadora provocando la destrucción total del cantón Pelileo y ciertas zonas de Ambato, Guano, Píllaro y Patate. En 1998, ocurrió un sismo de magnitud 7.2, dejando afectaciones en las provincias de Esmeraldas, Santa Elena, Los Ríos, Guayas y ciertas provincias de la Sierra.

El último sismo significativo en el país, ocurrió el 16 de abril de 2016 en Pedernales, con una magnitud de 7.8 grados en la escala de Richter, su valor de aceleración registrado por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional difiere con el límite inferior de la zona VI

del mapa de peligro sísmico y sumado a las características constructivas de múltiples estructuras que colapsaron, se vio la necesidad de implementar metodologías de diseño y evaluación estructural más rigurosas así como de la revisión de la amenaza sísmica en cada zona del país (Olmedo-Cueva & Haro, 2023).

Riesgo sísmico en la ciudad de Sangolquí

Sangolquí es la capital del Cantón Rumiñahui en la provincia de Pichincha; este cantón está situado en el Valle de los Chillos en la Depresión Interandina o Valle del Ecuador, la cual presenta fallas alineadas a la mega-falla geológica Guayaquil-Caracas, como la falla de Quito y la falla transcurrente dextral de Machachi (Ballesteros-Salazar et al., 2022a).

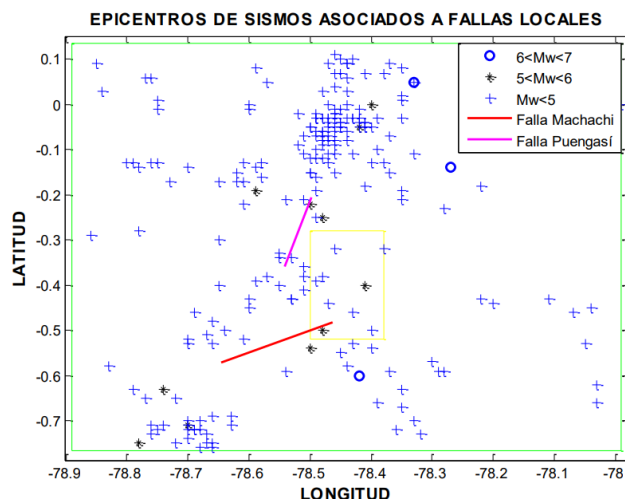
El sistema de fallas de Quito según Alvarado et al. (2014) está conformado por cinco segmentos: Puengasí, Lumbisí-La Bota, Carcelén-El Inca, Bellavista-Catequilla, Tangahuilla, y sus periodos de recurrencia son 188, 138, 105, 183, 115 años respectivamente.

Según Chicaiza (2016) la falla de Quito posee una componente compresiva y una transcurrente secundaria dextral con dirección NS, uno de sus segmentos es el denominado falla de Puengasí cuya extensión es de 22 km con un área de ruptura de 259 km² generando posibles sismos de MwRA de 6.4 (magnitud de un evento sísmico por área de ruptura de falla) y MwSRL de 6.4 (magnitud de un evento sísmico en función de la longitud de ruptura) en un periodo de recurrencia de 188 años. Mientras que la falla de Machachi podría generar sismos de MwRA de 6.4 y MwSRL de 6.4, con un periodo de recurrencia de 538 años.

Aguiar et al. (2017) mencionan que uno de los sismos históricos en el Valle de los Chillos por su afectación en parroquias como El Tingo, Sangolquí y Alangasí, fue el ocurrido en agosto de 1938 con una magnitud de Mw 5.8; como se observa en la Figura 1 en la que se muestran los epicentros de sismos relacionados a fallas locales con profundidad focal menor a 40 km, en donde el recuadro amarillo representa el Valle de los Chillos, y en la que se registran dos sismos de magnitud Mw 5.9 y Mw 5.8 en los años 1929 y 1938 respectivamente.

Figura 1

Epicentros de sismos asociados a fallas locales en el Valle, profundidad focal menor a 40 km



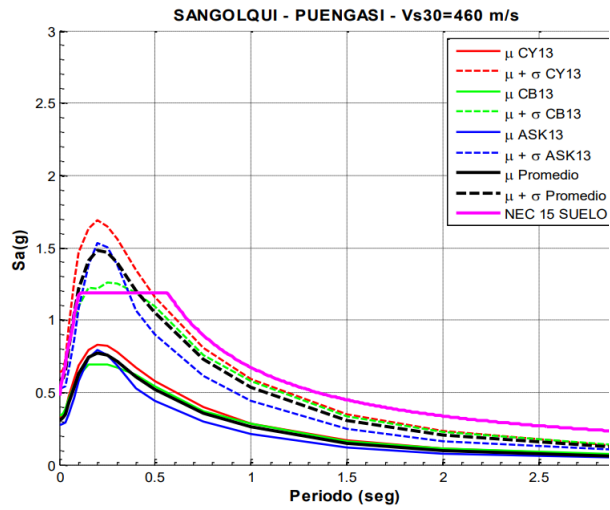
Nota: Tomado de *Espectros de control para el Valle de los Chillos*, por Aguiar et al. (2018).

Asimismo, según Ballesteros-Salazar et al. (2022b) otros de los sismos con gran relevancia por su efecto fueron los de 1541, 1587, 1755, 1859, 1914, 1923 y 1929. Según Aguiar et al. (2017) en la Figura 2 se muestran espectros que registran las aceleraciones máximas dentro de Sangolquí para tres modelos: Chiou & Youngs (2014) [CY13], Campbell & Bozorgnia (2013) [CB13] y Abrahamson et al. (2014) [ASK13], estos asociados al segmento Puengasí y la falla de Machachi para los tipos de suelos C y D, así también el espectro promedio de estos y el espectro de diseño establecido por la NEC-15.

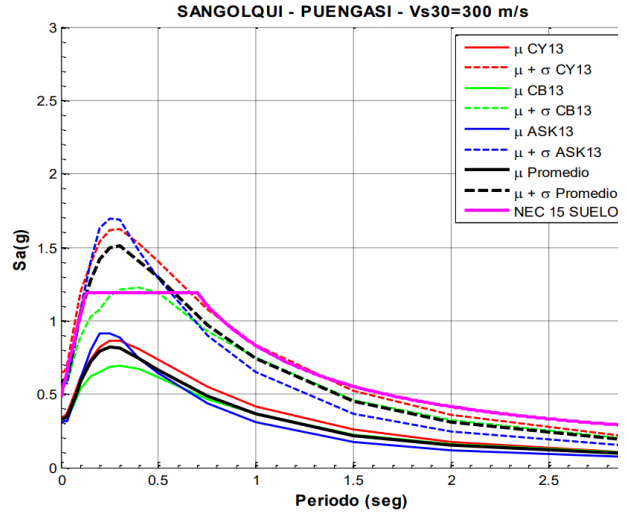
Considerando la desviación estándar, el nivel de confianza que se espera en la obtención de los espectros es 84% y esta identificada con línea discontinua; mientras que cuando no se incluye el nivel de confianza es del 50% identificada con la línea continua.

Figura 2

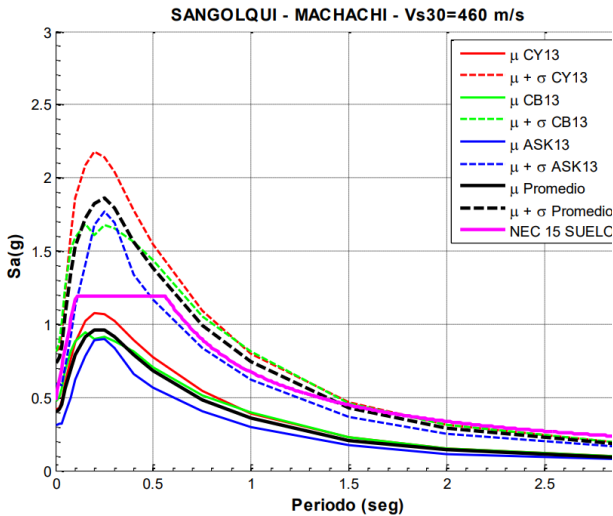
Espectros críticos para Sangolquí



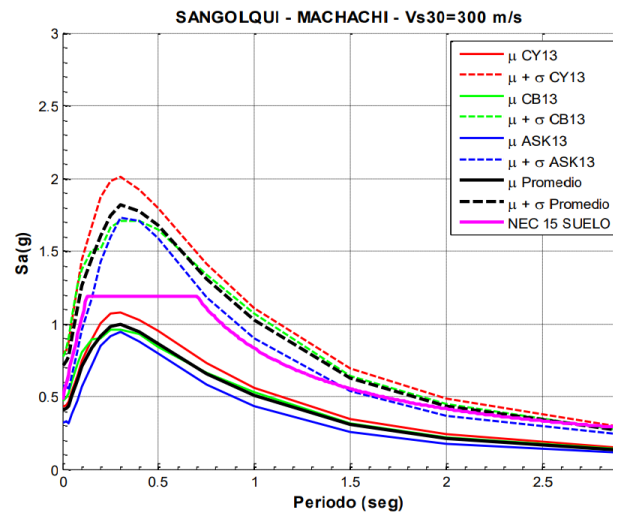
a)



b)



c)



d)

Nota. a) Espectro relacionado al segmento Puengasí (suelo tipo C); b) Espectro relacionado al segmento Puengasí (suelo tipo D); c) Espectro relacionado a falla de Machachi (suelo tipo C); d) Espectro relacionado a falla de Machachi (suelo tipo D). Tomado de *Espectros de control para el Valle de los Chillos*, por Aguiar et al. (2017).

Según Aguiar et al. (2017) el valor crítico de PGA determinado para Sangolquí es de 0.65; mientras que el PGA obtenido en función de la NEC-15 es de 0.48; mediante una relación

entre ambos valores se determina un factor de 1.35 para definir el espectro del sismo máximo para la zona a partir del espectro de diseño por la NEC-15.

Es por ello por lo que Aguiar et al. (2017) sugiere comprobar el desempeño sísmico esperado de las estructuras en Sangolquí utilizando el espectro del sismo máximo para esta zona el cual está definido como 1.35 veces más que el espectro del sismo de diseño determinado por la NEC-15.

Espectro de diseño

El peligro sísmico en las estructuras está claramente vinculado con la fuerza del movimiento telúrico que las afecta. Esta intensidad, sumada a las propiedades del terreno y la localización en relación con las áreas de falla, establece los parámetros requeridos para elaborar los espectros de diseño que se utilizan en la práctica profesional.

Los espectros de la normativa NEC-SE-DS-2015 se elaboran en base a clasificación territorial por zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico, usando un factor Z.

- a) Si se selecciona Z en base a la zonificación sísmica se usará el mapa y tabla de la sección 3.1.1 de la norma.
- b) Si se selecciona Z mediante las curvas de peligro sísmico para el diseño de estructuras de ocupación especial, se deben usar las gráficas de la sección 10.2 según corresponda, eligiendo en las ordenadas la tasa anual de excedencia, la cual se puede hallar calculando el inverso del período de retorno, la convergencia de la ordenada con la curva resultará en el valor de aceleración probable (Gutiérrez Reyes & Pilco Rodríguez, 2023).

La norma NEC-SE-DS-2015 propone dos técnicas para establecer el factor Z que define la amenaza sísmica en el diseño estructural: a través de una zonación directa de peligro

sísmico o mediante curvas de riesgo sísmico que vinculan la tasa anual de excedencia con la aceleración probable, siendo este último particular para estructuras de ocupación especial.

Espectro de respuesta inelástica

Los espectros de respuesta inelástica son un instrumento esencial en el diseño de estructuras sismorresistentes. Según SUÁREZ (2021), mientras los espectros de respuesta elástica se emplean para analizar el comportamiento estructural ante sismos frecuentes o de servicio, es necesario considerar el comportamiento no lineal o inelástico para eventos sísmicos de mayor magnitud.

Este comportamiento inelástico se manifiesta en tres niveles de eventos sísmicos:

- Ocasional
- Raro
- Muy Raro

Desde el punto de vista de Dong et al. (2021) el movimiento del suelo, el comportamiento de la rigidez de la estructura y el periodo son características que se ven afectados por los espectros de respuesta inelástico.

Nivel de desempeño

El nivel de desempeño de una edificación se puede describir cualitativamente considerando diversos factores críticos.

“El desempeño de un edificio puede describirse cualitativamente en términos de la seguridad brindada a los ocupantes del edificio durante y después del evento; el costo y la viabilidad de restaurar el edificio a su condición previa al terremoto; el tiempo que el edificio permanece fuera de servicio para realizar reparaciones; y los efectos económicos, arquitectónicos o históricos en la comunidad en general” (American Society of Civil Engineers, 2023a, p. 374).

Desde el punto de vista de American Society of Civil Engineers. el nivel de desempeño del edificio objetivo se designa mediante la composición de un nivel de desempeño estructural

con uno no estructural. A continuación, se describen los más probables de seleccionarse como base en el diseño.

Operativo (1-A). Los edificios que alcanzan este nivel de desempeño deben conservar daños mínimos o inexistentes en sus elementos estructurales y no estructurales. El edificio conserva su uso y ocupación habitual, aunque con posibles restricciones menores, funcionando con servicios esenciales de emergencia.

Bajo movimientos sísmicos leves, la mayoría de las edificaciones deberían alcanzar este nivel. Sin embargo, no es económicamente viable modificar edificios existentes para este nivel de desempeño ante sismos severos, excepto en edificaciones de servicios esenciales.

Ocupación Inmediata (1-B). En las estructuras se espera daños insignificantes, tanto las esenciales como las no esenciales, pudiendo ser ocupadas inmediatamente después de un sismo fuerte. Es cierto que algunos de los sistemas podrían no funcionar temporalmente, pero lo importante es que no hay riesgo para la seguridad de las personas. El nivel de desempeño alcanzado podría considerarse similar al que se busca en estructuras de niveles medianamente sísmicos, es decir, que ofrezcan protección a un costo razonable.

Seguridad de Vida (3-C). Considera daños importantes en la estructura, cuyas reparaciones en algunos casos resultarían imprácticas económicamente. Ciertos componentes estructurales y no estructurales presentan posibles daños, sin embargo, el daño no representa una amenaza para la seguridad de vida.

Prevención de Colapso (5-D). A este nivel, la afectación sismo-estructural se traduce en un colapso parcial o total de la edificación. Se reconoce un daño severo en los elementos estructurales, así como en los componentes no estructurales, que a la postre también tienen un papel en la resistencia sísmica

de la edificación. El sistema resistente de la gravedad (los elementos que deben funcionar juntos para que el edificio “no se caiga”) presenta un funcionamiento reñido en su continuidad. Si no se han caído ciertos personajes a la vista, la probabilidad de que el peligro representado por una cantidad importante de escombros en el área en que se presenta el colapso es bien cierto (2023a, p. 371).

Es importante entender esta relación inversa entre la probabilidad de excedencia y el período de retorno para demandas sísmicas, como se presenta en la Tabla 1. Cuanto menor sea la probabilidad de excedencia, mayor será el período de retorno.

Esta es una relación inversamente proporcional fundamental para el diseño estructural, ya que permite a los ingenieros determinar los niveles de seguridad requeridos por la importancia o uso de un edificio particular, desde los estándares convencionales para edificios, que tienen un 50% en 30 años, hasta la infraestructura crítica, que podría requerir un 2% en 50 años nivel de seguridad

Tabla 1

Probabilidad de excedencia y periodo de retorno de las demandas sísmicas (Adaptada de ASCE 41-23)

Frecuencia	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno (años)
Frecuente	50% / 50 años	72
Ocasional	20% / 50 años	225
Raro	10% / 50 años	475
Muy Raro	2% / 50 años	2475

Nota. Niveles de amenaza sísmica propuestos por la ASCE 41-23. Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, por American Society of Civil Engineers (2023b).

Curva de capacidad

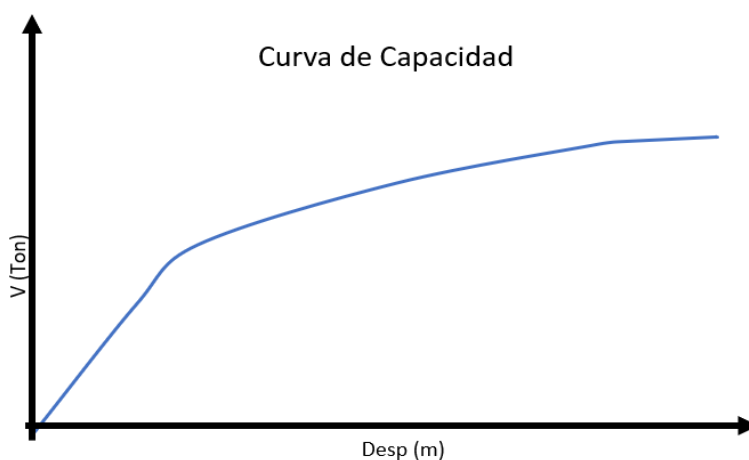
La curva de capacidad es un instrumento crucial que permite valorar la conducta estructural y la capacidad de los edificios ante la presencia de cargas laterales incrementales hasta que estas se derrumban, facilitándonos observar cómo la estructura transita de un comportamiento elástico a uno inelástico.

Es un gráfico que muestra la relación entre dos parámetros críticos: la fuerza cortante que ocurre en la base de un edificio y el desplazamiento lateral en el que el techo de la estructura se desplaza. “Por lo tanto, esta curva de capacidad representa la degradación de la resistencia de la edificación, debido al comportamiento no lineal de cada elemento integrante y cuando se excede la capacidad de deformación de estos” (Izquierdo & Mendoza, 2022).

La Figura 3 presenta la curva de capacidad que establece la relación entre el corte basal y el desplazamiento lateral del edificio. El modelo no lineal muestra cómo la estructura disminuye su habilidad para resistir carga, lo cual resultaría esencial para prever su rendimiento durante un sismo auténtico.

Figura 3

Curva de capacidad



Nota: La curva de capacidad muestra la relación entre el desplazamiento y un parámetro de fuerza cortante. A mayor desplazamiento, mayor es la cortante, pero llegara a un punto de colapso. Elaboración por Falcones & Montaluisa (2024).

Normativa ASCE/SEI 7-22, ASCE/SEI 41-23 y su aplicación en análisis sísmico

La normativa ASCE 7-22: “Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras” provee de recomendaciones de cargas y combinaciones de estas teniendo en cuenta todos los peligros relacionados al suelo (American Society of Civil Engineers, 2022a).

Entre las actualizaciones que se han hecho en la guía metodológica está la de incluir un espectro sísmico multipunto en zonas con suelo blando, la eliminación de los coeficientes F_a (Coeficiente de sitio de período corto) y F_v (Coeficiente de sitio de período largo) al contar con datos del espectro de respuesta de múltiples periodos, así también se actualizaron las disposiciones sobre desplazamiento y deriva y sobre la selección de procedimientos de análisis (American Society of Civil Engineers, 2022a).

La normativa ASCE 41-23: “Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios Existentes” presenta procedimientos basados en el desempeño para de esta manera evaluar y restaurar edificaciones existentes con el fin de mejorar su respuesta ante eventos telúricos (American Society of Civil Engineers, 2023a).

Presenta un procedimiento de evaluación sísmica de tres niveles, en función de niveles de desempeño de las edificaciones al evaluar el desempeño estructural objeto y de los elementos no estructurales con los niveles de riesgo sísmico. Además, proporciona listas de verificación para tipos de edificaciones y niveles de sismicidad (American Society of Civil Engineers, 2023a).

Presenta un enfoque basado en el rendimiento, para alcanzar los niveles de rendimiento esperados ante eventos sísmicos y disposiciones para el análisis no lineal, como parámetros de modelado, criterios de aceptación para mostrar el comportamiento de la estructura de manera más realista durante los sismos (American Society of Civil Engineers, 2023a).

Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis Pushover es una técnica de evaluación de la capacidad real de la estructura e identifica posibles vulnerabilidades sísmicas, que emplea diferentes patrones de carga lateral para comprender cómo una estructura se deforma y resiste ante fuerzas sísmicas.

Teniendo en cuenta a CAHUANA & CCASO (2021) el análisis no lineal (Pushover), se emplea para determinar el comportamiento de una estructura frente a las deformaciones laterales, así como para determinar el tipo de deformaciones y la fuerza de las exigencias locales.

El análisis Pushover proporciona datos meritorios sobre el comportamiento del sistema estructural, permitiendo identificar diversos mecanismos de falla, aunque no necesariamente todos. Si bien las cargas laterales aplicadas en este análisis no pueden simular completamente el espectro total de cargas que ocurren durante una respuesta dinámica real, los resultados obtenidos sirven como una aproximación fundamental del comportamiento no lineal de la estructura. Esta aproximación resulta particularmente útil para alimentar modelos de aprendizaje profundo que buscan estimar y predecir la demanda sísmica en edificaciones (Soleimani-Babakamali & Zaker Esteghamati, 2022).

Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas son áreas concretas de la estructura en las que se acumula el daño y se absorbe la energía del sismo, actuando como “área de sacrificio” para que el edificio pueda deformarse de manera regulada sin colapsar (Bonilla et al., 2021).

Estas rótulas se crean cuando las zonas actúan como “fusibles estructurales”. Observan que sus mecanismos de protección sacrifican “puntos específicos en beneficio de la estructura completa”.

En el diseño estructural, el principio fundamental es mantener un sistema de columna fuerte y viga débil. Esto significa que las rótulas deben ser las primeras en formarse en las vigas. Cuando no se respeta este criterio y las rótulas se forman en las columnas, surge la

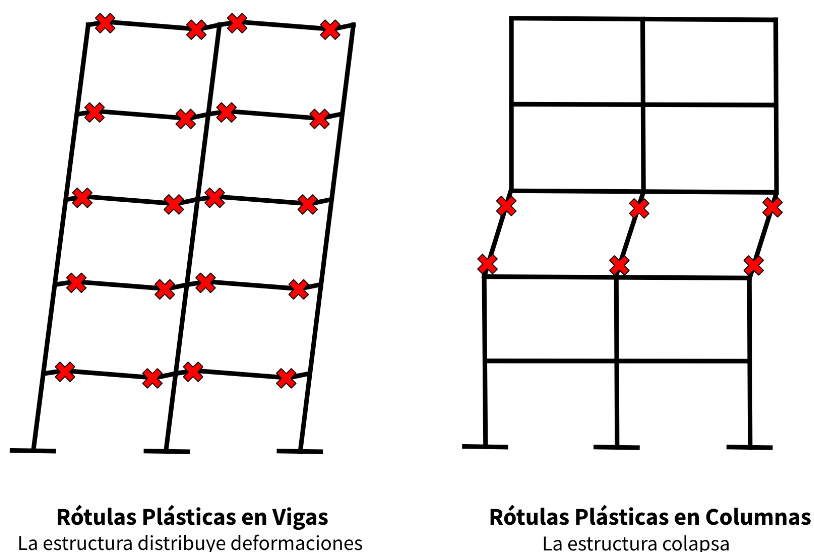
posibilidad de desarrollar mecanismos de colapsos menos dúctiles denominados nudo débil, especialmente el fenómeno del piso débil (Untuña, 2021).

La Figura 4 se compara estos dos casos extremos. El lado izquierdo muestra una estructura donde las rótulas plásticas se forman en las vigas. Este caso se considera deseable porque la estructura se puede comportar distribuyendo las deformaciones a lo largo de todos los niveles de forma homogénea, lo que hace que la disipación de energía sea más eficiente en un evento sísmico.

El lado derecho ilustra el caso inverso, opuesto al primero. Allí, las rótulas plásticas se concentran en las columnas de un solo nivel en lugar de en las vigas. Este mecanismo colapsante se denomina mecanismo de “piso débil” debido a que la mayor parte de la energía se absorbe en un solo nivel sin distribuirse.

Figura 4

Comportamiento Estructural: Comparación entre Rótulas en Vigas vs Columnas



Nota: Tomada de ¿Qué es Columna Fuerte Viga Débil?, por Núñez (2024).

La comparación que se puede observar en la Figura 4 nos proporciona el principio de "columna fuerte - viga débil". Este principio es relevante para el diseño de estructuras sismorresistentes, dado que fomenta un comportamiento más seguro y flexible del edificio.

Inercias agrietadas y su impacto en el análisis sísmico

Las inercias agrietadas son fundamental en el análisis sísmico de estructuras de hormigón armado. Cuando una estructura de hormigón se somete a cargas sísmicas, es probable que se produzcan grietas en ciertos elementos estructurales. Estas grietas reducen la rigidez efectiva de los elementos, lo que a su vez afecta el comportamiento dinámico global de la estructura.

Las inercias agrietadas en el análisis estructural admiten una representación más realista del comportamiento de la estructura durante un evento sísmico. Los códigos de diseño, proporciona factores de reducción de rigidez para diferentes elementos estructurales que deben aplicarse en el análisis sísmico. De acuerdo con American Concrete Institute (2019) los momentos de inercia para los elementos estructurales para el análisis elástico al nivel de carga mayorada son los siguientes:

- $0.35 I_g$ para vigas
- $0.70 I_g$ para columnas

Según Pacific Earthquake Engineering Center (2017) en el Informe No. 2017/06, los momentos de inercia agrietadas para modelos lineales de nivel de servicio son los siguientes:

- $0.50 I_g$ para vigas
- $0.70 I_g$ para columnas

Mientras que los momentos de inercia agrietadas para modelos no lineales de nivel máximo de terremoto considerado, son los siguientes:

- $0.30 I_g$ para vigas
- $0.70 I_g$ para columnas

Mientras que para la NEC (2015a) se deberá utilizar los valores de las inercias agrietadas de elementos estructurales en el cálculo de la rigidez y derivas máximas, de esta forma:

- 0.50 I_g para vigas
- 0.80 I_g para columnas

Respuesta estructural sísmica

La respuesta estructural sísmica de una edificación depende de factores como el movimiento sísmico, las características del suelo y de la estructura. Así mismo, Villarreal & Aguila (2021) menciona que la respuesta estructural sísmica está en función de la interacción de las fuerzas de inercia, elástica, amortiguamiento y la fuerza dinámica externa.

Para la evaluación de la respuesta estructural sísmica, según Villarreal & Aguila (2021) se han desarrollado los espectros de respuesta, y una de sus utilidades es la de permitir la comparación de estructuras con la relación entre su masa y rigidez.

Instrumentación sísmica y monitoreo estructural

Para Vargas (2021) la instrumentación sísmica es un equipo intercomunicado cuyo objetivo es medir las aceleraciones de la estructura ante un sismo o en vibración ambiental, que para con ello de acuerdo con Arcenales & Yépez (2020) calibrar los modelos analíticos, mejorar el análisis de la respuesta dinámica de una estructura y determinar su posible daño.

El monitoreo estructural es un proceso para valorar el estado de una estructura y tomar decisiones en base a los datos obtenidos, entre los elementos que conforman el sistema de monitoreo estructural están: sensores, hardware de adquisición de datos, software de procesamiento de datos, modelos de interpretación de datos (Editorial Team, 2024).

Acelerómetros

Los acelerómetros son sensores que registran los valores de aceleración de una estructura; su funcionamiento radica en la reacción ante la fuerza producida por vibración o aceleración provocando que la masa oprima el material piezoeléctrico que forma parte del

acelerómetro emitiendo una carga eléctrica proporcional a la fuerza y a la aceleración emanada (Ingeniería Omega, 2024).

Arcentales & Yépez (2020) menciona que los acelerómetros registran la aceleración del piso con el cual tiene contacto, ciertos acelerómetros tienen la capacidad de medir la aceleración en tres direcciones ortogonales (los tres planos perpendiculares: X, Y, Z), a estos se les denomina acelerómetros triaxiales, y permiten medir todos los componentes de vibración que afectan al elemento analizado, mientras que otros solo registran aceleraciones en una dirección y se los denomina acelerómetros uniaxiales.

Transformada de fourier

Según Martínez (2021) la transformada de Fourier es una fórmula matemática que transforma señales entre el dominio del tiempo o espacio al dominio de la frecuencia y viceversa, cuando la señal está en el dominio de la frecuencia el ruido se puede filtrar y regresar al dominio temporal para tener una señal limpia de ruido.

La transformada de Fourier es una integral de transformación del dominio del tiempo al de la frecuencia y hace que una función no periódica sea una función periódica, pero con un periodo de tiempo infinito. La transformada de Fourier de una función $x(t)$ está dada por (Vázquez Lorenzana, 2022):

$$X(f) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{i2\pi ft} dt \quad (1)$$

De acuerdo con Arcentales & Yépez (2020) la transformada rápida de Fourier descompone una señal en sus componentes espectrales individuales, permitiendo la visualización de una señal en el dominio de la frecuencia. El resultado del uso de la transformada rápida de Fourier es una serie de datos, tanto reales como imaginarios, los primeros extraen datos de magnitud, mientras que los segundos la dirección del vector.

Las amplitudes relativas entre dos señales obtenidas paralelamente indican un pico característico y al graficar la frecuencia con sus respectivas amplitudes dan como resultado el espectro de Fourier.

La función “FFT” de MATLAB utiliza un algoritmo de la transformada rápida de Fourier para calcular la transformada de Fourier de los datos (Mathworks, 2024).

Parámetros de demanda ingenieril en análisis sísmico

Según Ulcuango & Haro (2024) entre los parámetros de demanda ingenieril están las derivas de piso, derivas totales, deformaciones unitarias, corte basal, rotaciones nodales e índice de daño. La deriva de piso es el desplazamiento lateral relativo de un piso respecto al piso próximo (NEC, 2015b); la deriva total, es la relación entre el desplazamiento lateral máximo y la altura de la edificación.

De acuerdo con Saavedra (2016) la deformación unitaria, es la relación entre el cambio de longitud de un elemento y su longitud original; el corte basal, es aquel que está conformado por las fuerzas cortantes de cada piso de la estructura y se encuentra en la base de la misma. Rotaciones nodales, e índice de daño, según la NEC (2015c) se refiere a la relación que existe entre el costo del daño causado y el costo de reposición.

Capítulo III

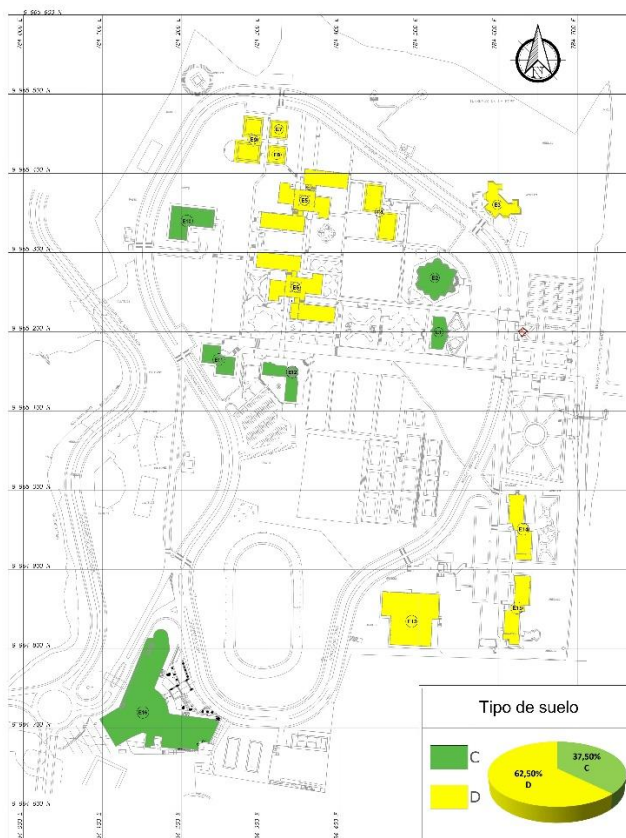
Metodología

Descripción del edificio administrativo de la ESPE

La edificación en estudio se encuentra en el campus matriz de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, la misma se ubica en la ciudad de Sangolquí, cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha. Es una estructura de ocho pisos y un subsuelo, cimentada sobre suelo tipo C como se muestra en el mapa de tipo de suelo en la Figura 5 donde se presenta el edificio administrativo, está destinada a un uso administrativo dentro del ámbito educativo.

Figura 5

Clasificación del tipo del suelo que presenta la Universidad de las Fuerzas Armadas "ESPE"



Nota. El mapa provee una representación visual de la distribución de estos tipos de suelo en el campus universitario.

En la Figura 6, se muestra una fotografía del edificio administrativo del caso de estudio en el que se observa su geometría, principales elementos estructurales y niveles que lo conforman.

De igual forma en la Figura 7 se presenta el edificio en elevación con sus correspondientes dimensiones, mientras que en la Figura 8 se muestran los tres tipos de losas que lo constituyen con su respectivo nivel de ubicación.

Figura 6

Edificio administrativo de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE

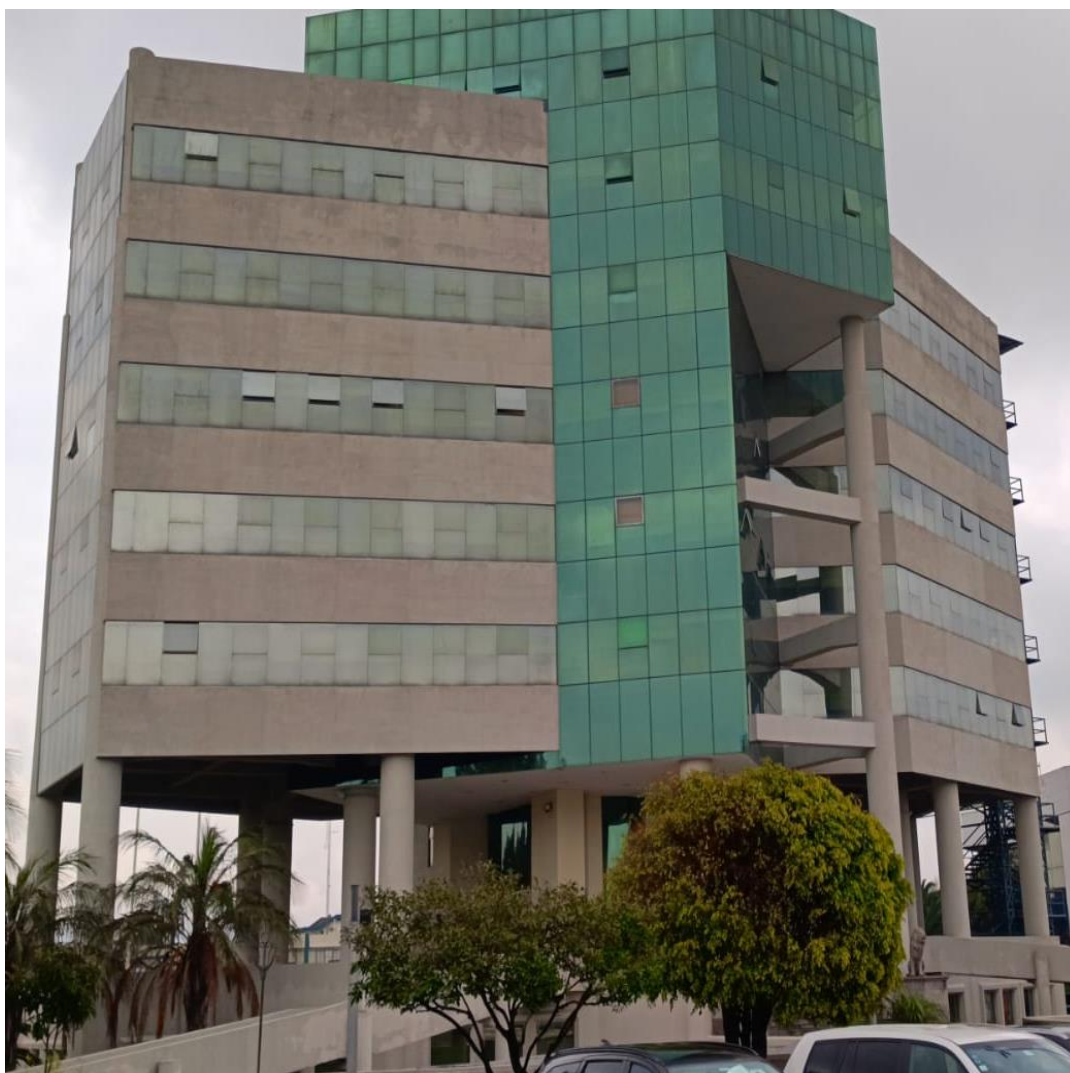
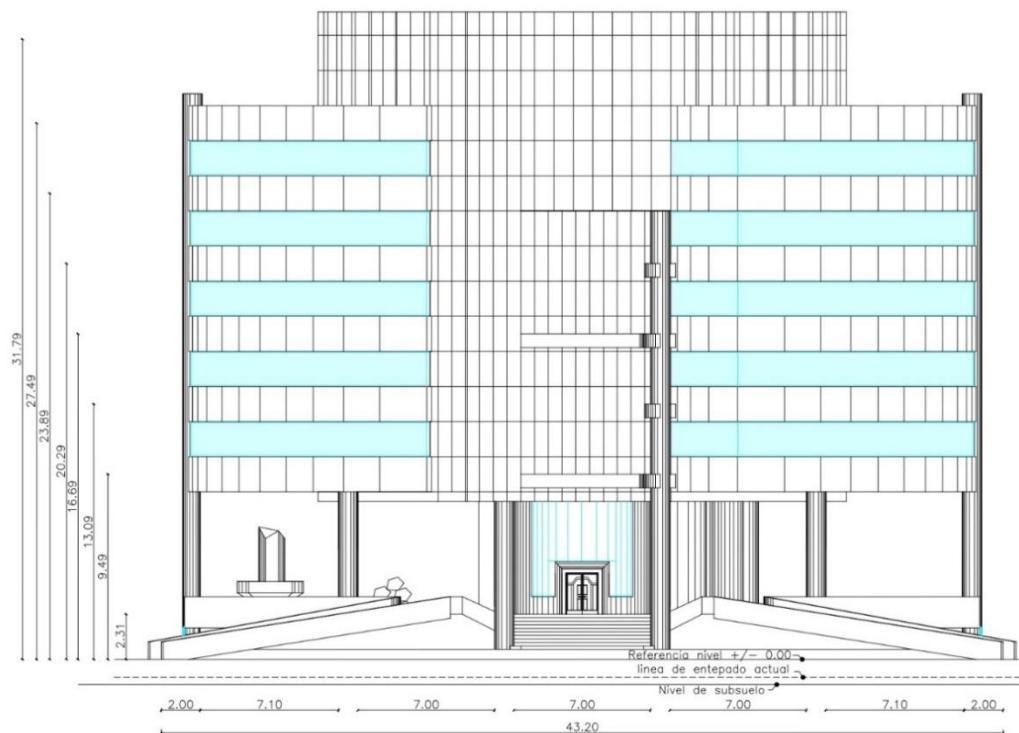
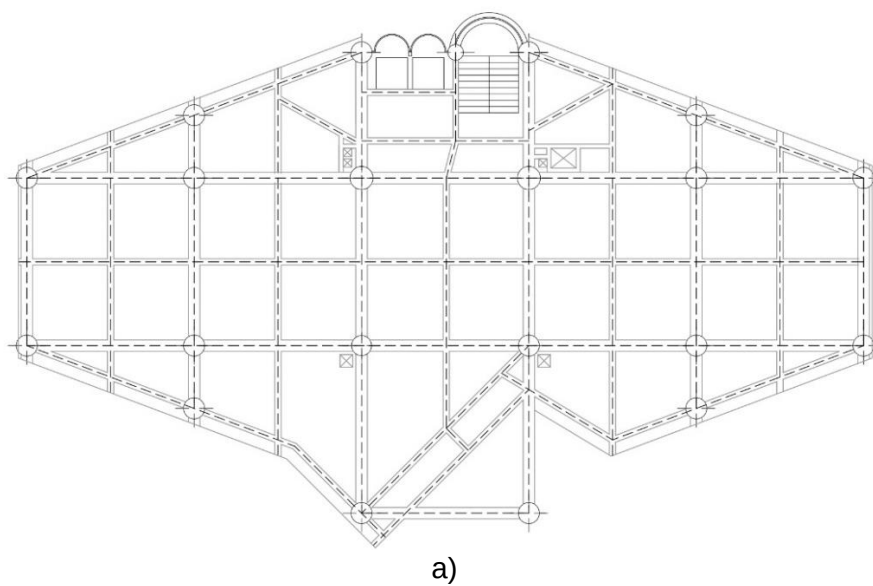
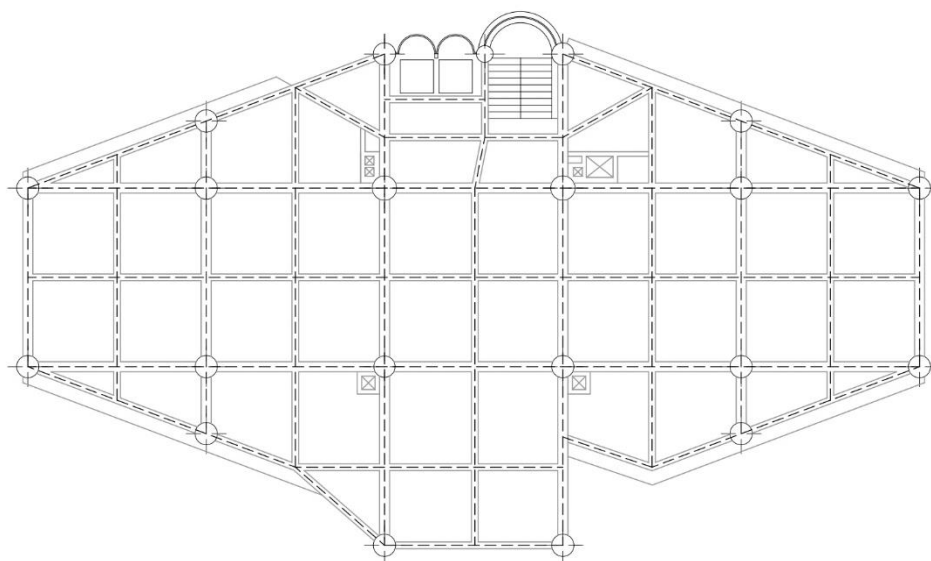
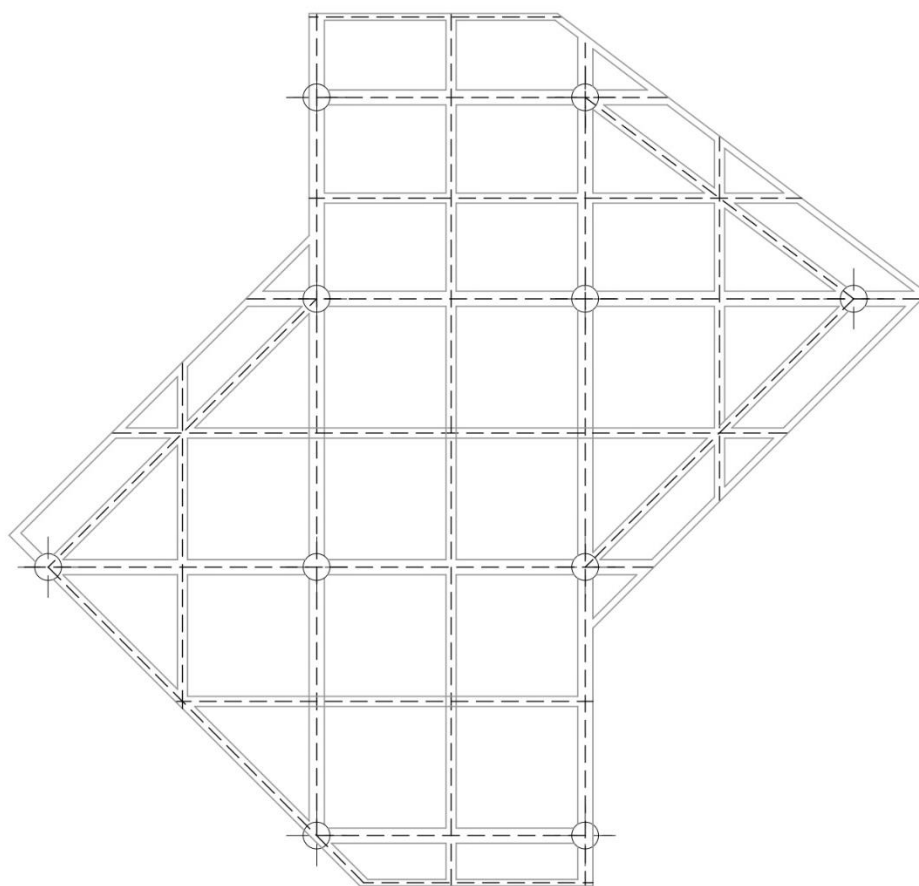


Figura 7*Vista lateral del edificio administrativo***Figura 8***Losas macizas tipo del edificio administrativo*



b)



c)

Nota. a) Losa maciza Nv.+9.49+13.09+16.69+20.29, b) Losa maciza Nv.+23.89+27.49, c) Losa maciza de cubierta Nv.+31.79.

Características estructurales

Su geometría es irregular tanto en planta como en elevación, y la estructura esta cimentada sobre suelo tipo C. El sistema constructivo es aporticado con mampostería de bloque y losa maciza.

Propiedades de los materiales

Los materiales utilizados en la construcción de la edificación fueron hormigón con resistencia de diseño de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, y acero de refuerzo con $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Procedimiento experimental

Las pruebas de campo planificadas para la obtención de los datos necesarios para la calibración del modelo analítico se realizaron mediante ensayos no destructivos, los mismos que son los siguientes:

Ensayo de vibración ambiental

El ensayo de vibración ambiental busca determinar las propiedades dinámicas de una estructura mediante las vibraciones ambientales o ruido con determinado rango de frecuencia, que de acuerdo con Antayhua & Calderon José (2023) son vibraciones continuas producidas por microsismos, viento, actividades humanas, tanto operacionales del edificio como externas a él que producen una respuesta en la estructura. La respuesta se mide por medio de sensores, los mismos que son colocados en puntos estratégicos de la edificación.

Si las vibraciones tienen frecuencia elevada y no son constantes, estas no permiten visualizar el comportamiento real de la estructura en análisis, por el contrario, muestran resultados exagerados que no son propias de la respuesta dinámica del edificio, cuando esto sucede estas vibraciones o ruidos deben ser eliminados utilizando filtrado de datos, como se verá más adelante en el procesamiento de datos experimentales.

Ensayo de pachometría

El ensayo de pachometría tiene la función de obtener datos de armadura en elementos de hormigón armado, para ello utiliza el dispositivo “pachómetro”, que según GEOTECH (2020)

es un dispositivo diseñado para localizar barras de refuerzo a una profundidad de hasta un metro utilizando la inducción electromagnética. Dependiendo del equipo este puede ser capaz de localizar varillas de refuerzo, su orientación, espaciamiento, profundidad, diámetro, y el espesor de recubrimiento de las mismas.

Dependiendo del equipo disponible, el procesamiento de datos se puede realizar mediante softwares disponibles y compatibles con el pachómetro utilizado en el ensayo.

Instrumentación utilizada

Ensayo de vibración ambiental

El equipo requerido para la ejecución del ensayo consta de los siguientes elementos:

a) Fuente de poder

La fuente de poder es el dispositivo que transforma la energía, es decir aporta la electricidad requerida para el funcionamiento de los equipos a utilizar.

b) Dispositivo de adquisición de datos (DAQ)

Arcentales & Yépez (2020) mencionan que el dispositivo de adquisición de datos, o DAQ (por sus siglas en inglés), es utilizado para conectar los sensores a la computadora mediante un puerto USB, el mismo posee módulos de entrada y salida. Este dispositivo tiene la función de registrar y almacenar datos, es por ello por lo que, para el presente estudio, el dispositivo utilizado es el NI cDAQ-9174, que se observa en la Figura 9; mientras que los módulos de entrada analógica son NI 9243 cada uno con cuatro canales como se muestra en Figura 10, los mismos son de entrada análoga AC/DC y tienen por canal una frecuencia de muestreo máxima de 51.2 kS/s.

Figura 9

Dispositivo de adquisición de datos – National Instruments cDAQ-9174



Nota: Tomada de NI cDAQ-9174 CompactDAQ Chassis, por National Instruments (2019b).

Figura 10

Módulo de entrada analógica de 4 canales – National Instruments NI-9243



Nota: Tomada de Módulo de entrada analógica, por National Instruments (2019a).

c) Sensores

Los sensores utilizados son ocho acelerómetros piezométricos uniaxiales de alta sensibilidad y bajo ruido sísmico como lo describe Arcentales & Yépez (2020) y se presentan en la Figura 11, su modelo es PCB 393B04 y su rango de frecuencia en recolección de datos es de 0.06 a 450 Hz. Cada sensor posee su identificación que viene dado por los datos del fabricante, fecha de calibración, número de serie y factor de calibración que depende de la sensibilidad.

Figura 11

Acelerómetro piezométrico Model 393B04



Nota: Tomada de Acelerómetro piezométrico PCB 393B04, por PCB Piezotronics (2019).

d) Elementos cúbicos de metal

Los cubos metálicos que se muestran en la Figura 12, son necesarios para la colocación estable de dos sensores ya que como se mencionó son sensores uniaxiales, dicho cubo posee orificios roscados centrados y ortogonales entre sí en sus caras para de esta manera colocar un sensor en sentido X y otro en sentido Y.

Figura 12

Cubos metálicos en los que se ubican dos sensores



e) Software para registro y procesamiento de datos

Como mencionan Arcentales & Yépez (2020) el software Signal Express™ es el programa de National Instruments recomendado para la obtención de datos que permite la adquisición, análisis y exposición de datos proporcionados por el dispositivo DAQ.

Según Arcentales & Yépez (2020), el software permite analizar los datos obtenidos y sus resultados son automáticos, por lo que no se conocen los criterios utilizados para dicho análisis; por ello, se requiere un código computacional propio donde analice los datos considerando ciertos criterios del usuario. Haga clic o pulse aquí para escribir texto. Para llevar a cabo lo antes mencionado, se optó por utilizar el sistema de cómputo numérico MATrix LABoratory, MATLAB®, el mismo que cuenta con herramientas matemáticas y estadísticas necesarias para la obtención de resultados.

f) Computadora

Es imprescindible utilizar un computador portátil preferentemente con una batería que permita mantenerse cargada por un tiempo extenso, que posea mínimo un puerto USB, además de un procesador Core i3 y lo más importante este debe ser compatible con el software Signal Express™ para la adquisición de datos.

g) Cables, alambres y conectores

Los cables coaxiales con conexiones BNC de 50 Ohm que se muestran en la Figura 13, tienen la función de conectar los sensores con el dispositivo. Mientras que, los cables coaxiales de modelo RG58 de 50 Ohm, que se observa en la Figura 14, se usan como extensión cuando se requiera incrementar la longitud de conexión en función de la geometría de la edificación a instrumentar.

Asimismo, los conectores o adaptadores de la Figura 15, son necesarios para la conexión entre cables pues son adaptadores BNC hembra-hembra.

Figura 13

Cable coaxial de 50 Ohm, conexión de DAQ y sensor

**Figura 14**

Extensión de cable coaxial conector de 50 pies



Figura 15

Adaptador BNC hembra-hembra como conector entre cables



Nota: Tomada de RG59 BNC Female to Female Coaxial Cable Coupler Adapter Connector, por Cables Direct (2019).

h) Documentación

La documentación necesaria para procesar y analizar los datos registrados son los planos en planta de la edificación en estudio para esquematizar la ubicación de los sensores, y un formato de información de la localización del sensor; dicha información se refiere al piso donde se encuentra, el sentido, identificación del sensor y cable, su factor de calibración, modelo y canal, y deben identificarse físicamente en cada elemento con etiquetas.

Ensayo de pachometría

El equipo requerido para la ejecución del ensayo consta de los siguientes elementos:

a) Pachómetro

El pachómetro es un dispositivo que, mediante principios electromagnéticos, es capaz de detectar la posición de elementos metálicos, como el acero de refuerzo, es por ello que este instrumento es necesario para el presente estudio, en el que se requiere conocer la armadura de los elementos estructurales de la edificación.

Para llevar a cabo el ensayo se utilizó el Escáner de hormigón 1700 3D el mismo se observa en la Figura 16, este permite escanear un área máxima de 1m^2 , siendo modificable en función de la geometría del elemento estructural y las necesidades del usuario y este depende del número de perfiles que se generan al pasar el escáner sobre la superficie de interés mientras más perfiles se tengan se podrá visualizar de mejor forma la constitución de la armadura.

La velocidad máxima en la que se debe pasar el escáner sobre la superficie como lo indica GEOTECH (2020) es de 1 m/s , además el dispositivo cuenta con tres indicadores laser (derecha, izquierda y en frente) como guía para la correcta alineación del equipo durante el ensayo.

Asimismo, posee un cable USB para copiar los archivos generados en el dispositivo al computador para su posterior procesamiento.

Figura 16

Escáner de hormigón 1700 3D



Nota: Tomada de Escáner de hormigón 1700 3D, por GEOTECH (2020).

b) Software para registro y procesamiento de datos

El software utilizado para el registro y procesamiento de datos es ArmScan3D, en el cual se abren los archivos generados en el equipo mediante perfiles de cada pasada realizada sobre la superficie, de esta manera se tiene perfiles verticales y horizontales, para la identificación de armadura longitudinal y transversal.

El software genera automáticamente los puntos de inflexión de curvas que representan la presencia de acero en el elemento ensayado, mediante estos puntos guías el usuario debe ir corrigiendo y desplazando los puntos con criterio ingenieril hasta obtener resultados coherentes de una armadura. Finalmente, el software permite graficar el acero en formato 3D, en donde se visualiza el número de varillas, la profundidad a la que se encuentra y la separación entre ellos.

Ejecución de pruebas de campo

Ensayo de vibración ambiental

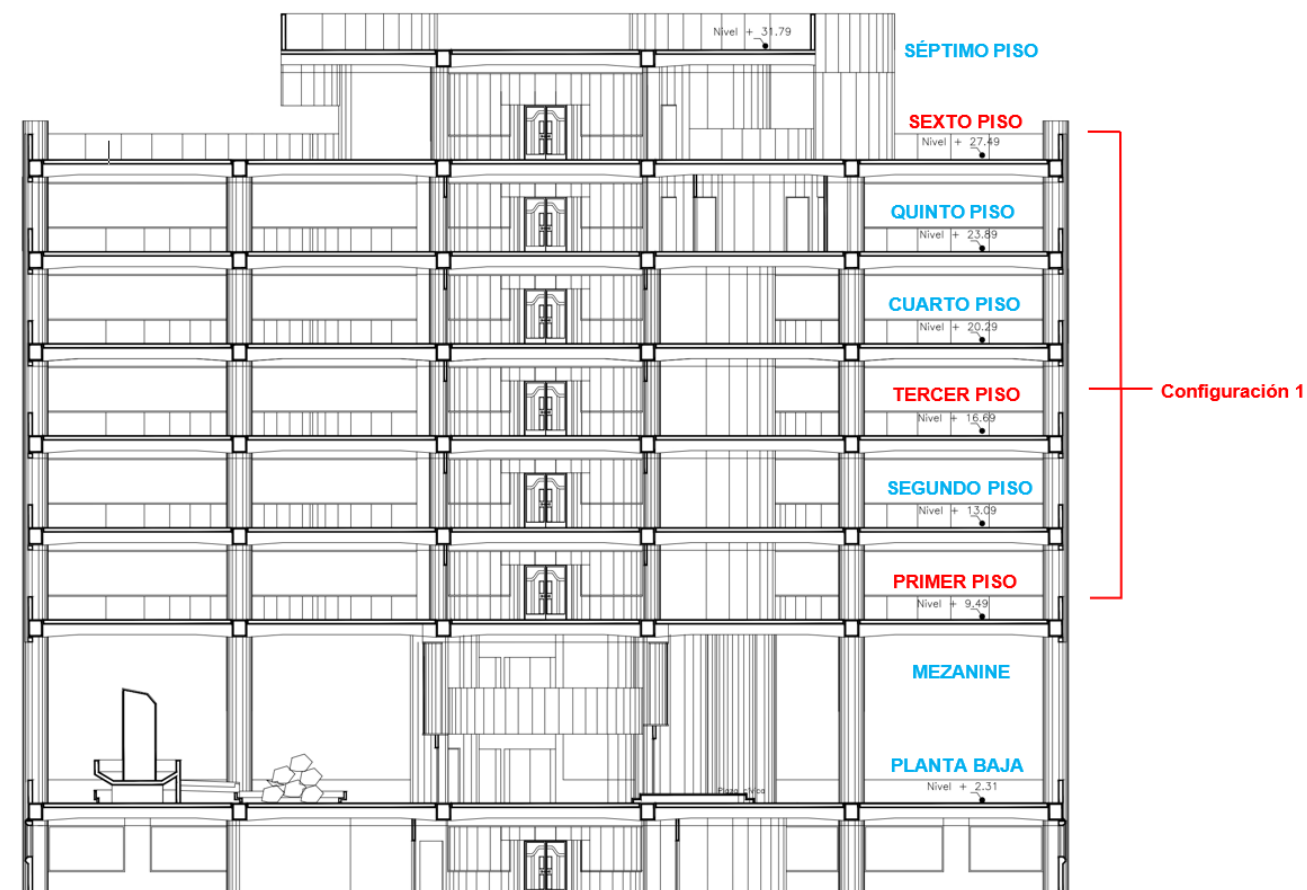
El ensayo se realizó en una sola “configuración”, este término se define como el conjunto de pisos que serán instrumentados al mismo tiempo, el número de configuraciones depende de la disposición de sensores y del número de pisos de la edificación; para este caso los pisos que formaron parte de la configuración fueron el primero, tercero y sexto piso. En la Figura 17 se muestra la configuración realizada para la ejecución del ensayo.

Los sensores uniaxiales fueron ubicados en el centro de rigidez de cada piso que forma parte de la configuración, siendo así, se ubicaron dos sensores en un cubo metálico en cada planta, de esta manera se utilizaron seis sensores en total durante el ensayo.

Considerando la longitud de los cables coaxiales y sus extensiones y las distancias de entrepiso, se optó por ubicar el dispositivo de adquisición de datos y el computador en el tercer piso (punto medio entre los pisos que forman parte de la instrumentación).

Figura 17

Configuración realizada en el ensayo



En la Tabla 2, se indica las coordenadas de los centros de rigidez en cada planta instrumentada, para la correcta ubicación de los sensores para iniciar con el ensayo.

Tabla 2

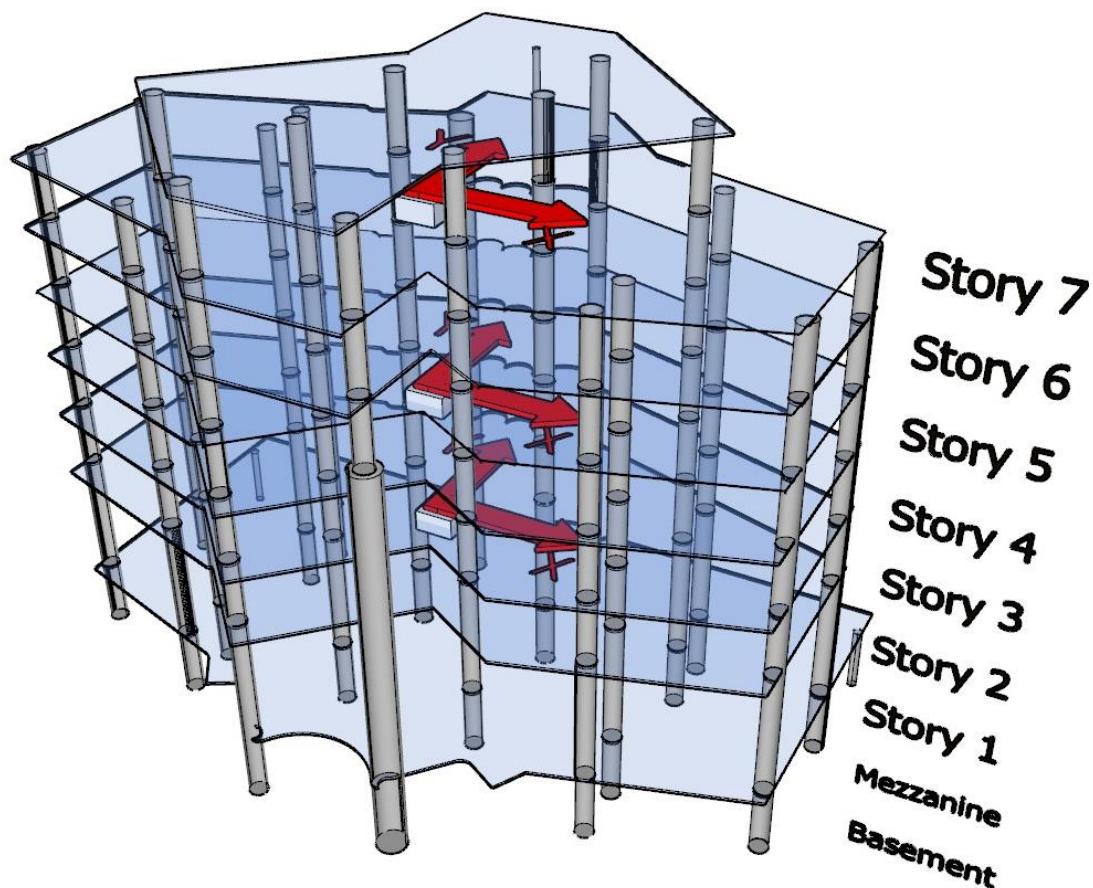
Coordenadas del centro de rigidez de los pisos instrumentados

PISO	X (m)	Y (m)
1	19.98	11.57
3	19.93	11.67
6	19.97	11.57

En la Figura 18 se observa la ubicación del cubo metálico en el centro de rigidez y en él los sensores uno en el sentido “X” y otro en el sentido “Y” en una gráfica 3D del edificio y en la Figura 19 se presenta su ubicación en cada planta instrumentada.

Figura 18

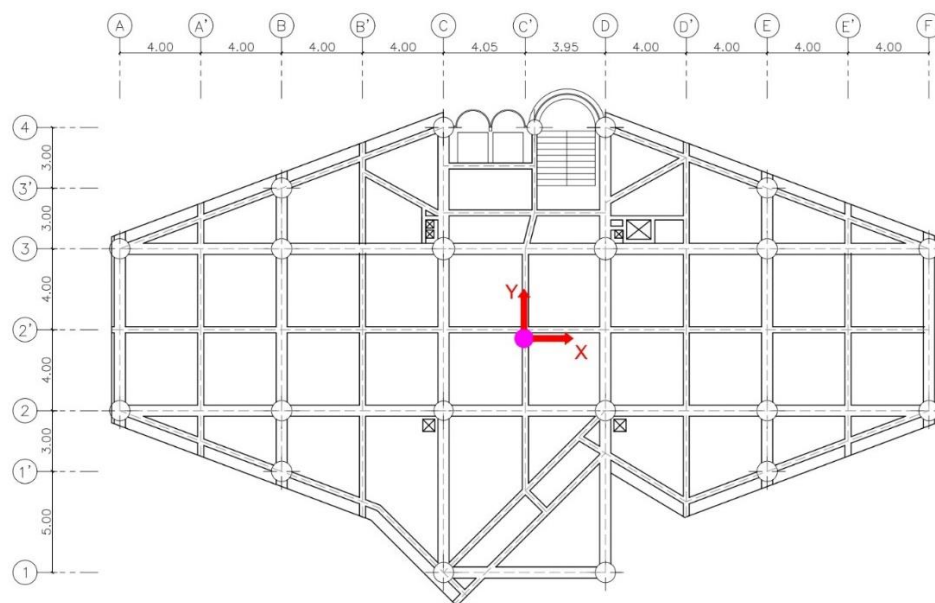
Grafica 3D del edificio administrativo con la ubicación de los sensores en cada planta



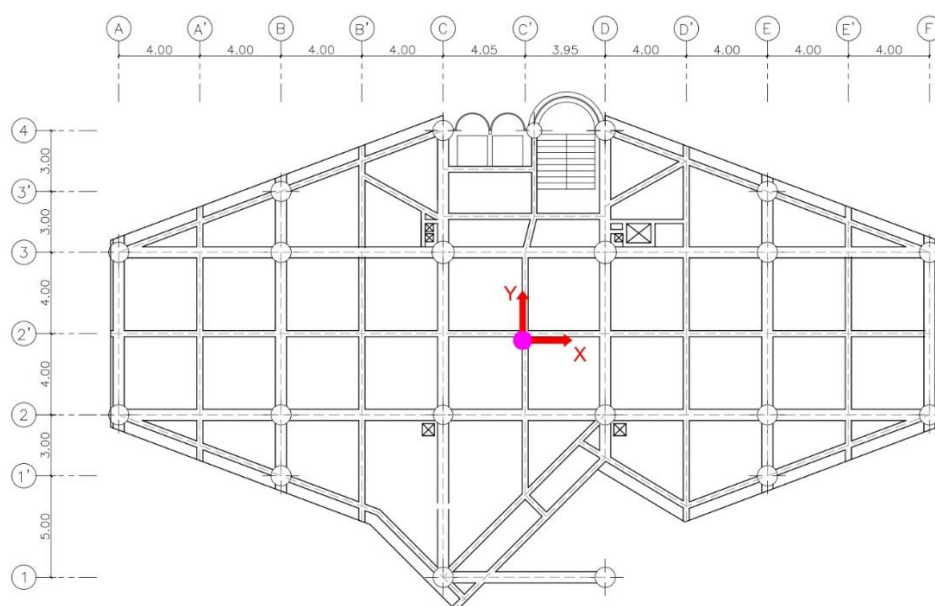
Nota. La figura muestra la ubicación estratégica de los sensores en cada planta del edificio administrativo, destacando su disposición para garantizar cobertura integral en áreas críticas como accesos, pasillos principales y zonas comunes. Los sensores están representados mediante íconos estandarizados. Tomado de *REVIT*, por Falcones & Montaluisa (2024).

Figura 19

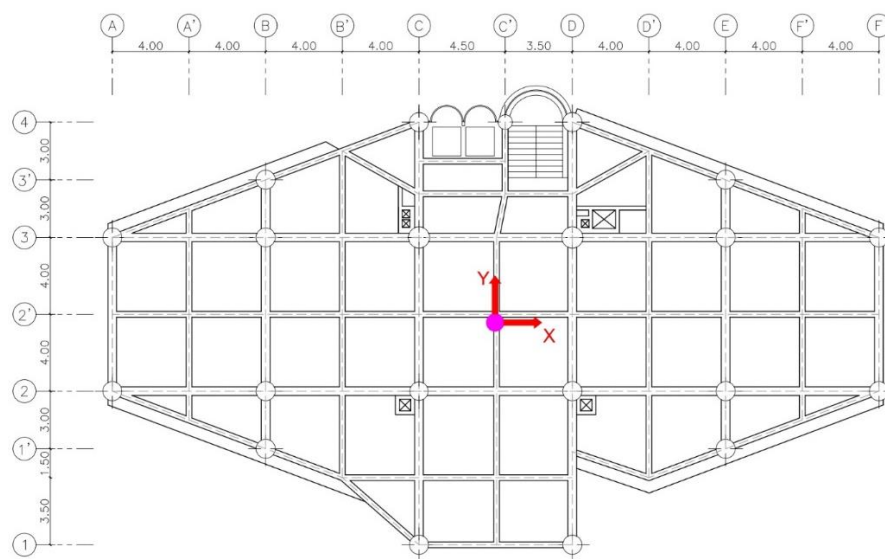
Ubicación de los sensores en el centro de rigidez de las plantas instrumentadas



a)



b)



c)

Nota. a) Planta del primer piso (Nv.+9.49), b) Planta del tercer piso (Nv.+16.69), c) Planta del sexto piso (Nv.+27.49).

En la Tabla 3 se observa la documentación del ensayo realizado con la información completada en campo respecto a la localización e identificación de los sensores.

Tabla 3

Documentación de registro de datos del ensayo en el edificio administrativo

SET UP	CANAL NO.	PISO	LOC.	SENTIDO	ID	F. CAL (Mv/g)	F.CAL (V/g)	DAQ CH.		COL. ARC.
					SENSOR			M	C	
1	1	1	CR	X	50482	996	0.996	1	0	2
	2	1	CR	Y	50480	1032	1.032	1	1	3
	3	3	CR	X	50481	1018	1.018	1	2	4
	4	3	CR	Y	50479	967	0.967	1	3	5
	5	6	CR	X	50350	995	0.995	2	0	6
	6	6	CR	Y	50353	1000	1.000	2	1	7

La duración del ensayo fue de cuarenta minutos, tomando en cuenta lo descrito por Arcentales & Yépez (2020), en donde se recomienda que las muestras a leer (Samples to read) sean de trescientos sesenta mil datos (360k) para tener un archivo con datos manejable, mientras que para el rango de frecuencia (Rate) siempre es de dos mil (2k), la relación de estos dos valores dan como resultado el tiempo de ensayo, siendo este de tres minutos, es decir que se generarán archivos de datos cada tres minutos, y considerando que los primeros y últimos archivos obtenidos del ensayo no están completamente libres de ruido, es por ello que se opta por un tiempo de ensayo total de cuarenta minutos.

Ensayo de pachometría

El ensayo de pachometría se realizó en los elementos estructurales en los que se desconocía su armadura, siendo estas las columnas, como se mencionó la estructura poseen columnas circulares de 1 m y de 0.80 m de diámetro, por ello el ensayo se realizó en estos elementos.

Dicho ensayo se ejecutó en la parte baja y central de las columnas para determinar la separación entre zunchos en estas dos zonas. Para iniciar el ensayo, primero se debe establecer el área en la que se va a escanear, para ello se utiliza un plástico transparente en la que este graficado una cuadrícula con las líneas por las que pasará en escáner en función de la geometría de la columna, es por ello por lo que se optó por utilizar una cuadrícula con 11 líneas verticales y 11 líneas horizontales con una separación de 10 cm entre ellas, así obteniendo un cuadrado de 1 m x1 m.

Teniendo en cuenta que la columna tiene 1 m de diámetro, entonces su perímetro es de 3.14 m, es así que el ensayo se debe realizar 3 veces para registrar la armadura alrededor de toda la columna, teniendo una sección sobrante de 0.14 m de ancho, en donde con criterio y en base a los resultados obtenidos se hace una relación y se determina la presencia de acero de refuerzo.

Una vez colocado el plástico fijamente en la columna, el escáner o pachómetro debe estar cargada y se inicia configurando el número de perfiles horizontales y verticales (líneas por las que pasará el escáner), y automáticamente el dispositivo determina la separación entre ellos.

Se coloca la opción “Search” y se escanea línea por línea de la cuadrícula hasta terminar con los perfiles determinados previamente como se muestra en la Figura 20, recordando que la velocidad máxima en la que se debe mover el pachómetro sobre la superficie es de 1 m/s. Los datos registrados serán procesados como se observa en la Figura 21, para posteriormente guardarlos en el mismo dispositivo.

Figura 20

Ensayo de pachómetro en columna



Figura 21*Procesamiento de perfiles realizados****Recolección y procesamiento de datos experimentales*****Ensayo de vibración ambiental**

Los archivos de datos generados cuentan con siete columnas que es el número de canales del DAQ conectados más una columna de tiempo, la misma que es la primera en cada archivo.

Una vez obtenido los archivos generados durante el ensayo, se plotea los datos en el dominio del tiempo, para identificar las matrices que pueden ayudar a la adquisición de mejores resultados. Posteriormente se arma las matrices de datos de nueve minutos, es decir unir tres archivos.

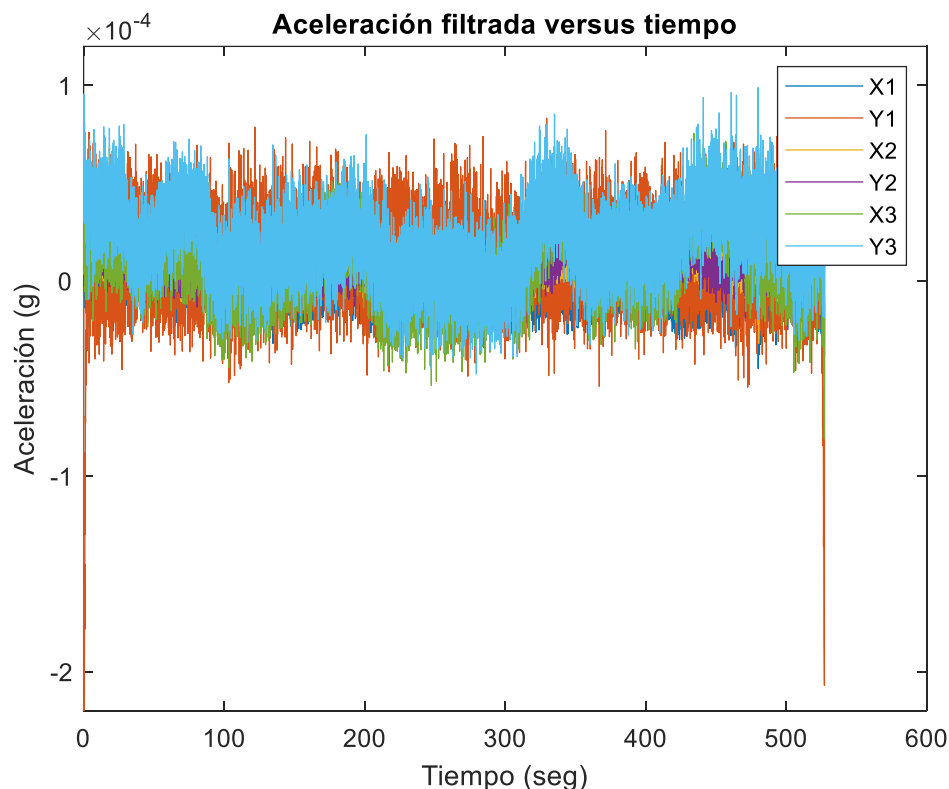
Con la matriz de datos creada se aplica los factores de calibración en (V/g) de los sensores utilizados, para ello se crea un archivo de texto con los valores correspondientes a cada sensor en el orden en los que se ubicaron en el ensayo, estos valores son colocados uno de bajo del otro, como columna, en este caso se tiene un vector de $[6 \times 1]$. Se carga este archivo al programa para obtener las aceleraciones escaladas.

A continuación, se procede con el filtrado de la matriz de datos para ello se utiliza el comando "fir1" en MATLAB® con el cual se crean coeficientes polinomiales y un filtro pasa-

banda el mismo que elimina las frecuencias altas y bajas, en la Figura 22, se observa las señales en el dominio del tiempo ya filtrada.

Figura 22

Gráfica de la aceleración filtrada en el dominio del tiempo



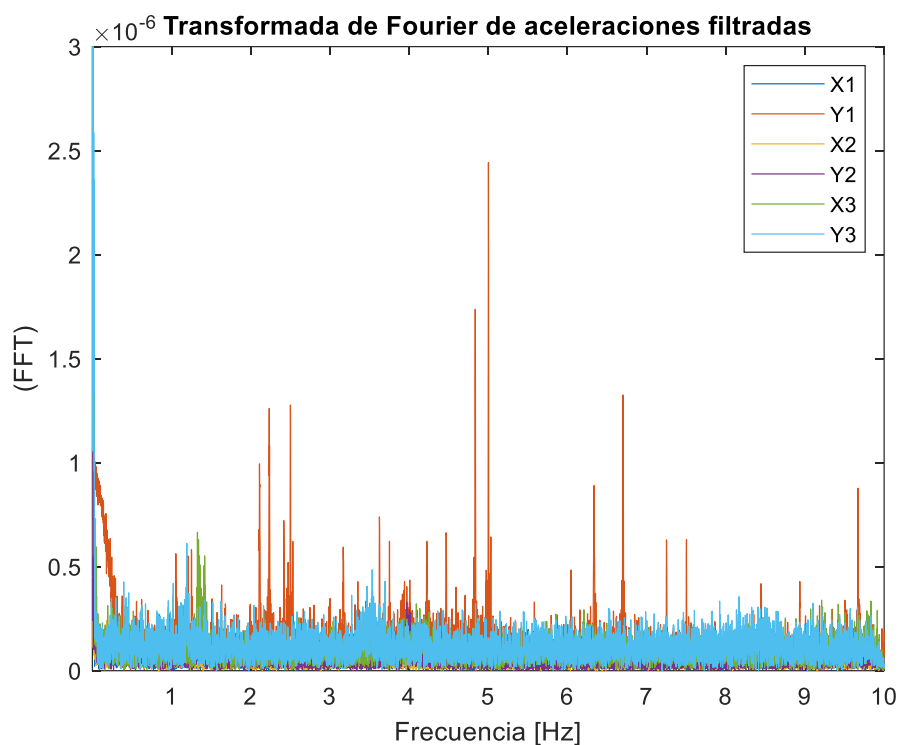
Posteriormente se procede con la conversión de la señal del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia mediante la Transformada Rápida de Fourier utilizando el comando “fft” en MATLAB® como se muestra en la Figura 23, teniendo como resultado el espectro de Fourier el cual muestra picos de frecuencia en la señal cada una con diferente amplitud la misma que depende de su dominio en la señal.

El espectro de potencia es una de las funciones de densidad espectral que muestra las frecuencias dominantes de la señal mediante picos más pronunciados que se logran por la periodicidad de la frecuencia para ello se utiliza la función “pwelch” en MATLAB® que da como efecto la señal con menos frecuencia de ruido; y la otra función de densidad espectral es el

espectro cruzado de potencia entre dos señales de entrada y de salida, que amplía los picos cuando la frecuencia está presente en las dos señales mencionadas y mitiga las frecuencias que solo están en una señal, en el código utilizado se solicita elegir una señal para ejecutar la acción.

Figura 23

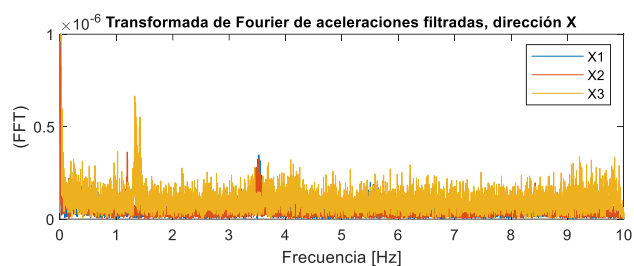
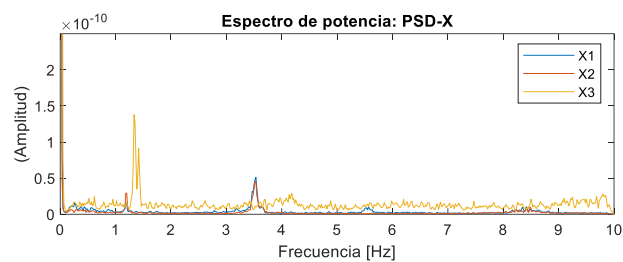
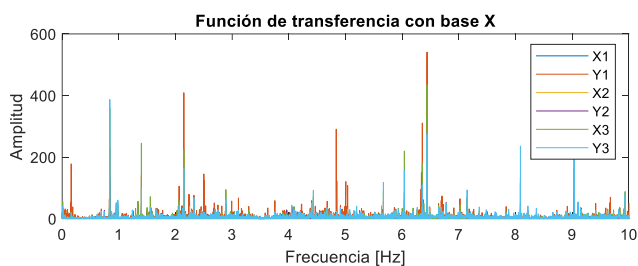
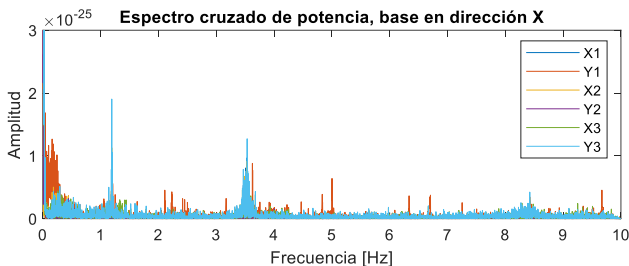
Gráfica de la señal en el dominio de la frecuencia mediante la transformada de Fourier



La función de transferencia relaciona una señal de entrada y una de salida en el dominio de la frecuencia, para este caso se toma como canal de entrada una señal por sentido, es decir, que se obtiene una función de transferencia con base X y otra función con Y. en la Figura 24 se muestran las gráficas obtenidas al aplicar la Transformada de Fourier, la función de transferencia, el espectro de potencia y el espectro cruzado de potencia utilizando como base un canal en el sentido X e Y.

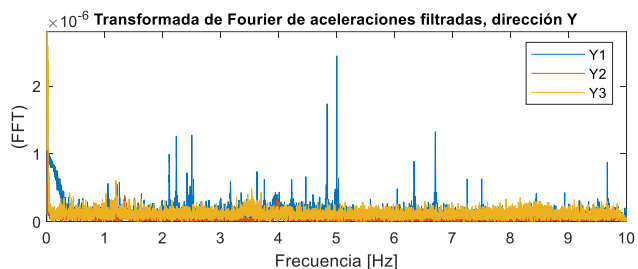
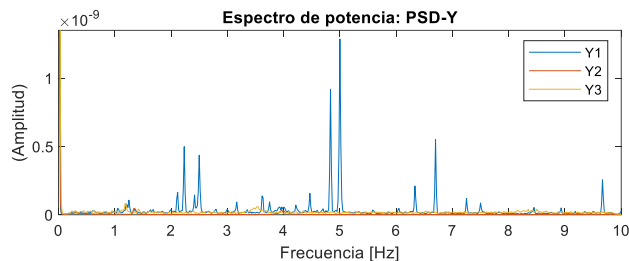
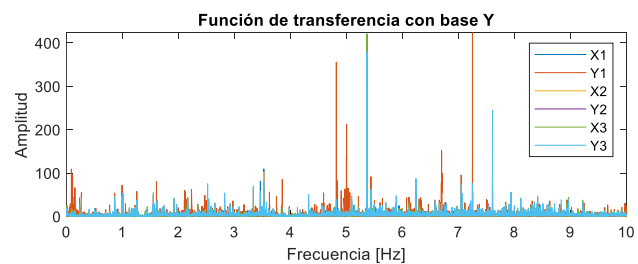
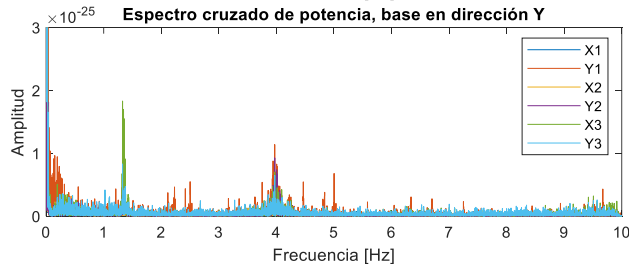
Figura 24

Señal después de aplicar comandos para identificación de frecuencias características



a)

b)



c)

d)

Nota. a) y b) Gráficas resultado de aplicar comandos en las señales utilizando como base un canal en el sentido X; c) y d) Gráficas resultado de aplicar comandos en las señales utilizando como base un canal en el sentido Y.

Para determinar las frecuencias características de la estructura en análisis es importante tomar en cuenta la fase o ángulo de fase, que de acuerdo con Arcentales & Yépez (2020) representa la dirección relativa del movimiento entre dos puntos de monitoreo y dos señales obtenidas simultáneamente. Cuando el ángulo de fase es igual a cero quiere decir que los puntos de una misma frecuencia están en fase y se considera como una frecuencia característica de un modo de vibración de la estructura.

Para ello se utiliza el comando compass en MATLAB® para representar gráficamente la función de transferencia de una determinada frecuencia y de esta manera el usuario determina a criterio propio si la frecuencia seleccionada es o no una frecuencia característica en función del criterio del ángulo de fase antes descrito.

La metodología recomendada para la selección de frecuencias características según Arcentales & Yépez (2020) es la llamada “peak picking” la cual busca identificar cada pico representativo de frecuencia que tienen en común todas las herramientas de identificación y si las frecuencias pico coinciden entre ellas es muy probable que se trate de un modo de vibración.

Siendo así, varios picos de la gráfica de la transformada de Fourier de los datos de señales pueden representar una forma modal de la estructura y por ello la complejidad y criterio del usuario en determinar la correcta, buscando aquel pico en la cual todos los canales converjan o la de mayor tendencia.

De esta manera, en la Tabla 4 se presenta las frecuencias identificadas como características para diez modos de vibración, usando la metodología “peak picking”.

Después de definir las posibles frecuencias características se procede a verificar su fase, y para ello se debe plotear su función de transferencia con la herramienta “compass” y observar el ángulo de fase entre los vectores graficados como se observa en las Figuras 25 b), 26 b) y 27 b).

Tabla 4

Frecuencias [Hz] obtenidas mediante la metodología “peak picking”

Modo	Frecuencia (Hz)
1	1.193
2	1.411
3	1.633
4	3.626
5	4.225
6	4.470
7	5.033
8	6.159
9	6.267
10	6.523

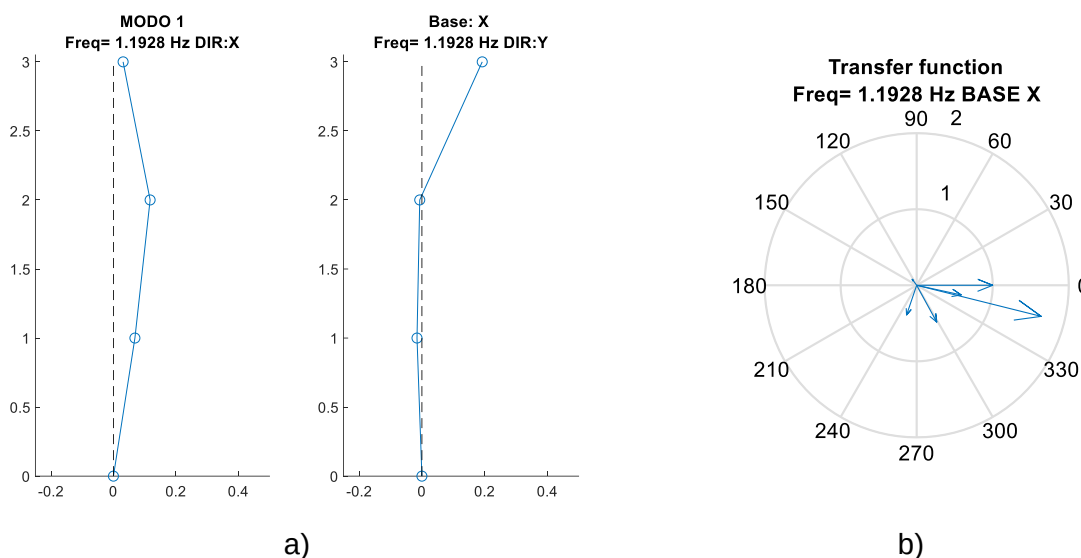
Finalmente se procede a conformar las formas modales de la estructura, para definir el movimiento de cada piso.

El código utilizado constituye las formas modales automáticamente determinando la magnitud relativa, ángulos de fase y la normalización de los modos de vibración, esto último quiere decir que relaciona los resultados de la función de transferencia en los canales para construir un vector que abarque a toda la estructura y para ello se utiliza el comando “norm”.

En las Figuras 25, 26 y 27 se presentan las formas modales de los tres primeros modos de vibración de la estructura, el código muestra el análisis realizado tomando en cuenta la función de transferencia en base X y en base Y de cada frecuencia; sin embargo, mediante los ángulos de fase determinados a través del comando “compass” el usuario decide cuál de las dos funciones es la que corresponde al respectivo modo.

Figura 25

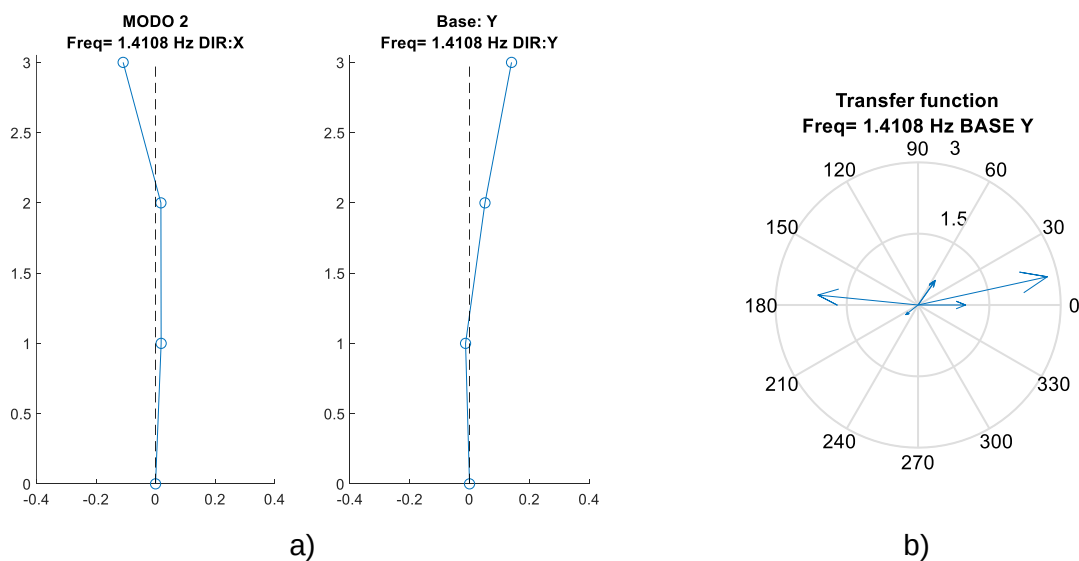
Modo 1, frecuencia 1.1928 Hz obtenido en la instrumentación



Nota. a) Forma modal 1, b) Gráfica resultante del comando “compass” para identificar si los vectores de la función de transferencia están en fase.

Figura 26

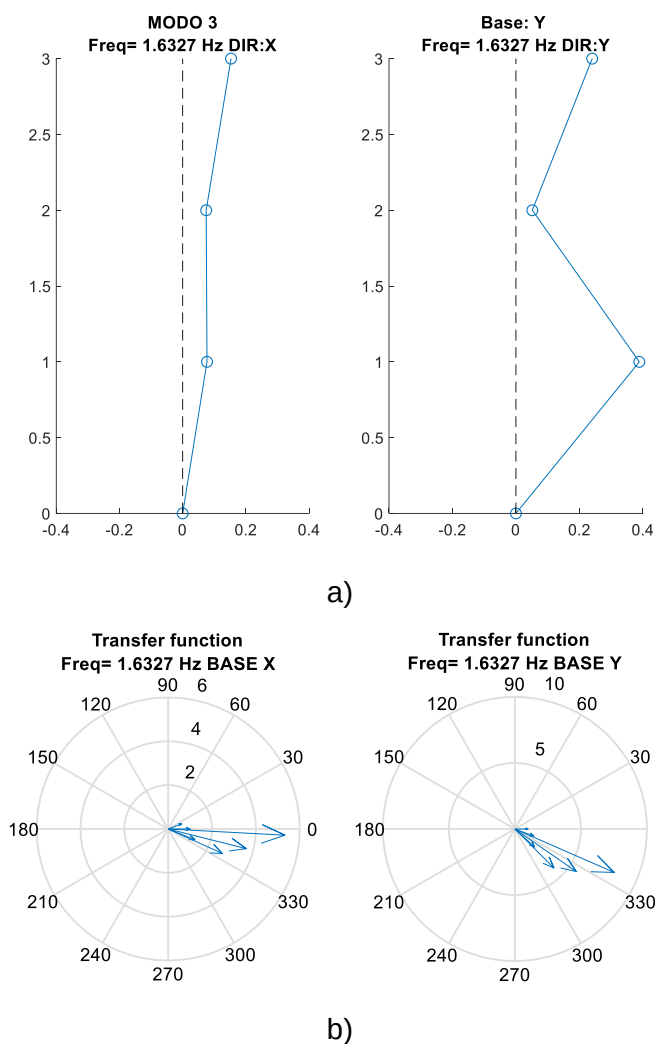
Modo 2, frecuencia 1.4108 Hz obtenido en la instrumentación



Nota. a) Forma modal 2, b) Gráfica resultante del comando “compass” para identificar si los vectores de la función de transferencia están en fase.

Figura 27

Modo 3, frecuencia 1.6327 Hz obtenido en la instrumentación



Nota. a) Forma modal 3, b) Gráfica resultante del comando “compass” para identificar si los vectores de la función de transferencia están en fase.

Por consiguiente, en la Tabla 5 se observa las frecuencias con sus respectivos periodos y frecuencias angulares del edificio administrativo identificadas mediante la instrumentación realizada, y estos valores son utilizados para calibrar los modelos analíticos como se presentará posteriormente.

Tabla 5*Frecuencias y periodos de vibración obtenidos en la Instrumentación*

Modo	Instrumentación		
	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia angular (rad/s)
1	0.838	1.193	7.495
2	0.709	1.411	8.864
3	0.612	1.633	10.259
4	0.276	3.626	22.781
5	0.237	4.225	26.546
6	0.224	4.470	28.083
7	0.199	5.033	31.622
8	0.162	6.159	38.699
9	0.160	6.267	39.379
10	0.153	6.523	40.987

Ensayo de pachometría

Una vez guardado en el dispositivo los perfiles realizados estos son copiados a un computador mediante el cable USB proporcionado. El número de archivos generados son en función de los perfiles realizados, por ello los archivos que se abren en el software ArmScan son 22: 11 de los perfiles verticales y 11 de los horizontales para cada ensayo.

Una vez abierto los perfiles en el software, se ajusta los contrastes y escala de visualización de las ondas emitidas hasta poder interpretar la ubicación de las hipérbolas que se forman al pasar el escáner perpendicularmente sobre el acero, el software permite mediante la opción “Find Points in All Files” ubicar puntos en los vértices de las hipérbolas identificadas por el programa mismo, posteriormente se va eliminando los puntos que a criterio propio no deban estar o desplazar los mismos a vértices no identificados por el software como se indica en las Figuras 28 y 29.

Figura 28

Puntos en los vértices de las hipérbolas en los perfiles verticales (acero transversal)

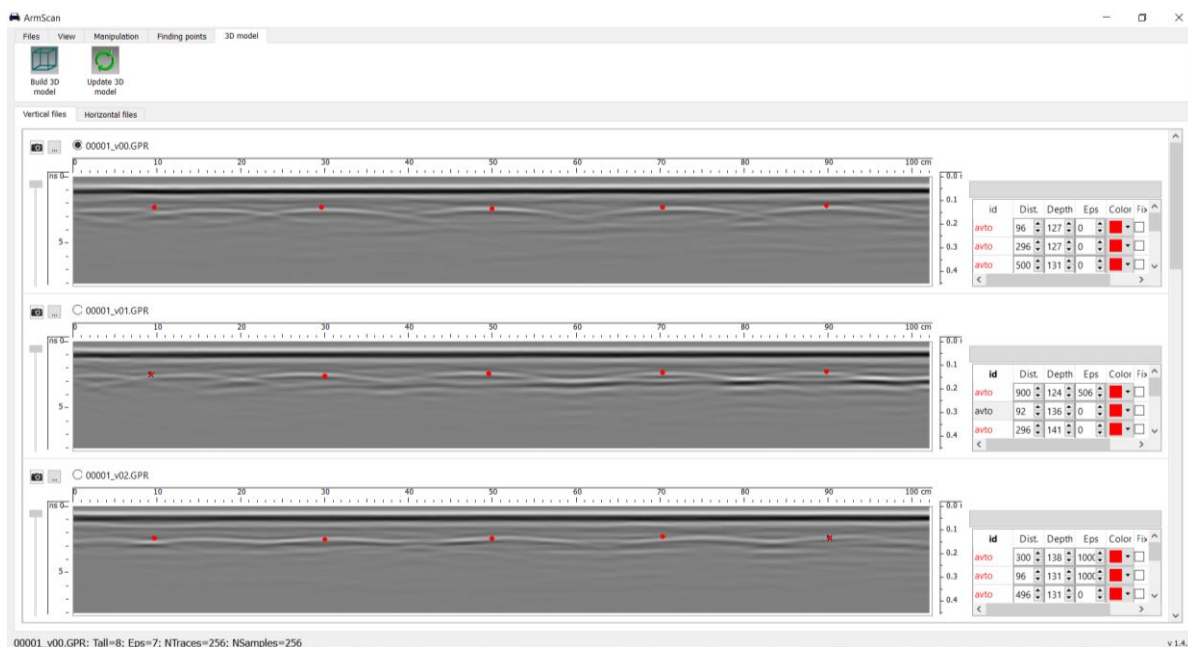
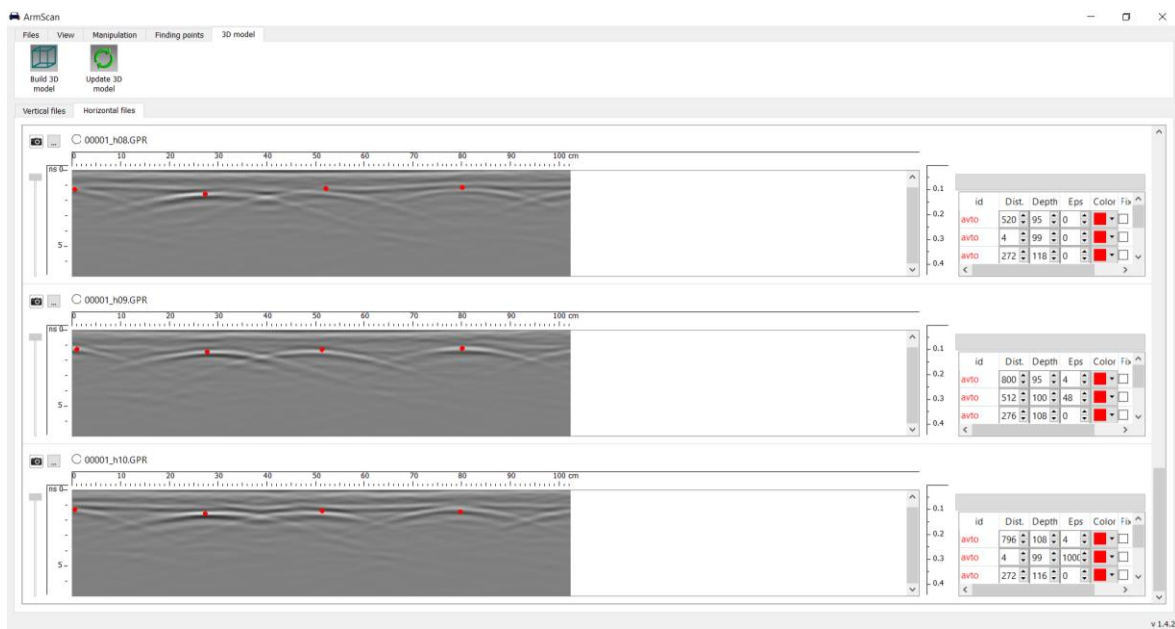


Figura 29

Puntos en los vértices de las hipérbolas en los perfiles horizontales (acero longitudinal)

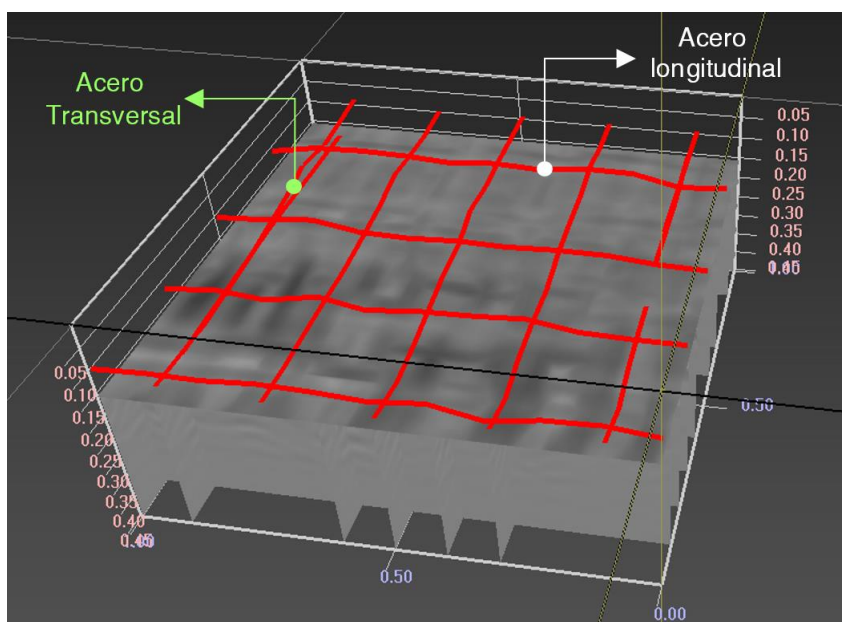


Una vez realizado lo antes descrito en todos los perfiles, tanto verticales como horizontales, se procede a construir el modelo 3D, para ello se da click en la opción “Build Objects” en donde une los puntos antes creados y posteriormente en “3D View”.

De esta manera aparecerá una visualización 3D de la armadura registrada y procesada como se observa en la Figura 30, en donde se obtendrá información de profundidad, es decir, el recubrimiento, también el número de varillas en 1m de ancho (armadura longitudinal) y en 1m de largo (armadura transversal), ya que la identificación de acero es de manera perpendicular al paso del escáner, además se define la separación entre varillas.

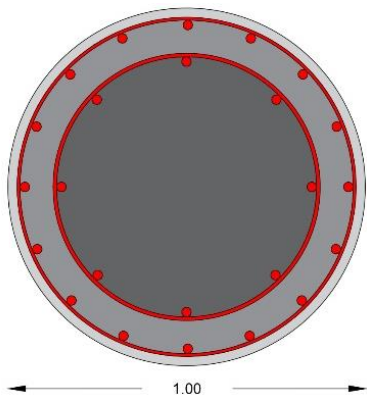
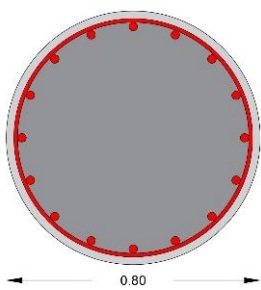
Figura 30

Vista 3D de la ubicación de la armadura



De los ensayos realizados y gracias al dato de cuantía dada por el ingeniero encargado del diseño estructural del edificio, el Ing. Pablo Caiza Ph.D., se obtiene los resultados de armadura presentados en la Tabla 6.

Tabla 6*Armadura en columnas*

Columna	Diámetro (m)	Recubrimiento (m)	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Gráfica
C1	1.00	0.025	16Ø25mm@18cm 8Ø25mm@28cm	1Ø12mm@20cm 1Ø12mm@20cm	
C2	0.80	0.025	16Ø25mm@15cm	1Ø12mm@20cm	

Procedimiento analítico estático no lineal (Pushover)***Modelación numérica del edificio***

Para el análisis de la edificación en estudio se utilizó dos softwares, ETABS® el cual es un programa que determina las acciones internas de una estructura mediante el método matricial de los desplazamientos y la teoría de elementos finitos; y SeismoStruct® que de igual manera utiliza la teoría de elementos finitos y toma en cuenta la inelasticidad del material.

Las propiedades de los materiales utilizadas para la modelación hacen referencia a aquellas resistencias esperadas, ya que con el paso de los años el hormigón y acero de refuerzo utilizados incrementan su resistencia; es por ello que estos valores se describen a

continuación en la Tabla 7, tomando en cuenta las recomendaciones de Pacific Earthquake Engineering Center (2017) en el Informe No. 2017/06.

Así mismo se compara el valor de resistencia a la compresión esperada con el valor de resistencia a la compresión obtenida mediante ensayos en campo realizados por el grupo de trabajo perteneciente al NRC 6122 de MIC 202451, siendo este valor de 380 kg/cm^2 mediante el método del ultrasonido, es así que se tiene valores similares y se puede considerar como un valor aceptable lo determinado mediante la recomendación del Pacific Earthquake Engineering Center (2017) en el Informe No. 2017/06.

Tabla 7

Propiedades de los materiales de los elementos estructurales del edificio administrativo

Hormigón	
Resistencia a la compresión inicial (f'_c)	280 kg/cm^2
Resistencia a la compresión esperada ($f'_{ce}=1.3 f'_c$)	364 kg/cm^2
Acero de refuerzo	
Resistencia a la fluencia (f_y)	4200 kg/cm^2
Resistencia a la fluencia esperada ($f_{ye}=1.1 f_y$)	4620 kg/cm^2

Nota. Resistencias esperadas de los materiales utilizados en el edificio administrativo. Tomado de *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*, por Pacific Earthquake Engineering Center (2017).

Respecto a los datos de secciones y armadura de cada elemento estructural que conforma la edificación en estudio se obtuvieron mediante planos estructurales proporcionados, sin embargo, para el caso de columnas no se disponía de dicha información es por ello, que se llevó a cabo el ensayo de pachometría antes descrito.

En la Tabla 8 se muestra las dimensiones de los tipos de columnas, vigas y losas que conforman el edificio administrativo.

Tabla 8*Dimensiones de los elementos estructurales del edificio administrativo*

Elemento	Dimensiones			
	Ø (cm)	b (cm)	h (cm)	e (cm)
Columna C1	100	-	-	-
Columna C2	80	-	-	-
Viga	-	45	70	-
Viga	-	45	60	-
Viga	-	45	65	-
Viga	-	30	50	-
Viga	-	30	60	-
Viga	-	25	35	-
Viga	-	55	90	-
Viga	-	55	70	-
Viga acartelada	-	55	70-90	-
Vigueta	-	10	20	-
Losa N. +9.49				
N. +13.09				
N. +16.69	-	-	-	11
N. +20.29				
Losa N.+31.79	-	-	-	10

En la Tabla 9 se muestran las cargas que se consideraron como permanentes de la estructura teniendo en cuenta que se dispone de la distribución de mampostería y parapentos en la edificación.

Tabla 9*Carga muerta considerada del Edificio Administrativo*

Cargas	Losa con mampostería (kg/m²)	Losa con parapeto (kg/m²)	Losa de techo (kg/m²)
Enlucido y masillado	88.00	88.00	88.00
Recubrimiento de piso	44.00	44.00	0.00
Peso de mampostería	250.00	100.00	100.00
Instalaciones	18.00	18.00	18.00
Carga muerta TOTAL	400.00	250.00	200.00

En la Tabla 10 se observa la carga viva considerada para cada piso en función del tipo de uso descrito por MIDUVI & CAMICON (2015a).

Tabla 10*Carga viva considerada del Edificio Administrativo*

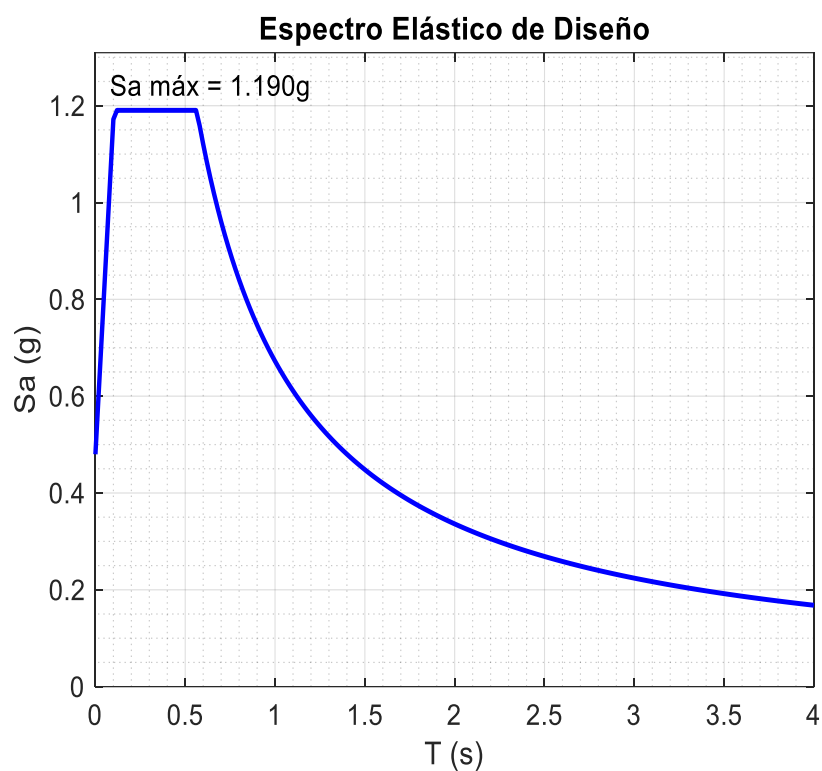
Piso	Áreas de recepción y corredores (kg/m²)	Oficinas (kg/m²)	Techo inaccesible (kg/m²)
Primer piso	480.00	240.00	-
Segundo hasta sexto piso	400.00	240.00	-
Techo	-	-	100.00

De acuerdo con MIDUVI & CAMICON (2015b), se determina el cortante basal, espectro elástico de diseño, periodo de vibración y sus respectivos parámetros utilizados para hallarlos, que se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11*Parámetros para espectro elástico de diseño*

Parámetros para espectro elástico de diseño	
Zona Sísmica (Categoría sísmica)	V
Factor Z	0.40
Tipo de perfil del subsuelo	C
Coeficiente de sitio (F_a)	1.2
Coeficiente del comportamiento (F_s)	1.11
Coeficiente de sitio (F_d)	1.11
Región en la que se ubica la estructura	Sierra
Razón entre la aceleración espectral y el PGA η	2.48
Factor dependen de la ubicación geográfica r	1
Periodo límite de vibración T_0	0.10
Periodo límite de vibración T_C	0.56
Parámetros para el período de vibración fundamental	
Coeficiente C_t	0.055
Altura máxima de la edificación h_n (m)	33.08
Coeficiente α	0.9
Contarte Basal de diseño	
Factor de importancia I	1.3
Irregularidad en planta ϕ_p	0.9
Irregularidad en elevación ϕ_e	0.9
Coeficiente de reducción sísmica R	8
Resultados	
Periodo fundamental de vibración (s)	1.28
Sa elástico	0.52
Coeficiente basal %	0.095

Con los datos presentado en la Tabla 11 se procede a graficar el espectro elástico de diseño presentado en la Figura 31, en donde se observa que el S_a máximo es de 1.19 g.

Figura 31*Espectro elástico de diseño*

Nota. Diseño del espectro elástico que corresponde al edificio administrativo, Tomado de Matlab®, por Falcones & Montaluisa (2024).

Para el caso del modelo realizado en SeismoStruct® al tratarse de un software que toma en cuenta la inelasticidad de los materiales no requiere utilizar secciones agrietadas en el modelo, es así como los resultados de frecuencias, frecuencias angulares y sus respectivos periodos obtenidos del modelo en SeismoStruct® son los mostrados en la Tabla 12.

Se puede observar que estos valores son similares a los determinados en la instrumentación cuyos datos se presentaron previamente en la Tabla 5, en especial el valor del periodo fundamental.

Tabla 12

Frecuencias y periodos de vibración obtenidos en SeismoStruct®

Seismostruct ®			
Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia angular (rad/s)
1	0.839	1.192	7.489
2	0.710	1.409	8.856
3	0.596	1.678	10.542
4	0.275	3.639	22.865
5	0.238	4.207	26.433
6	0.226	4.425	27.805
7	0.197	5.082	31.932
8	0.162	6.171	38.776
9	0.159	6.290	39.524
10	0.153	6.540	41.093

Para el caso del modelo en ETABS® al no considerar la inelasticidad de los materiales se requiere realizar un análisis de secciones agrietadas teniendo en cuenta los datos de frecuencias obtenidos en la instrumentación.

Es así como considerando que el edificio en estudio no ha incurrido en el rango inelástico, y no presenta agrietamientos en sus secciones, es así que es recomendable colocar en el desarrollo del modelo en ETABS® la siguiente configuración para las inercias de los elementos estructurales:

- 1 I_g para vigas
- 1 I_g para columnas

De esta manera, los resultados de frecuencias, frecuencias angulares y sus respectivos periodos obtenidos del modelo en ETABS® son los presentados en la Tabla 13 y como se observa son parecidos a los obtenidos en la instrumentación, sin embargo, exhiben mayor

diferencia respecto al modelo en SeismoStruct®, esta diferencia se muestra mayoritariamente en el valor del periodo fundamental.

Tabla 13

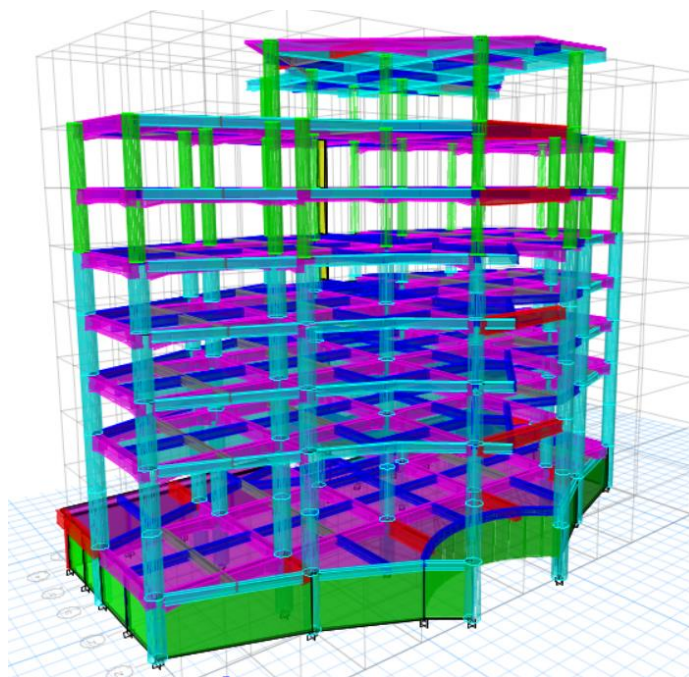
Frecuencias y periodos de vibración que se obtuvieron en el “MODELO CALIBRADO” de ETABS®

ETABS®			
Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia angular (rad/s)
1	0.859	1.164	7.315
2	0.720	1.389	8.727
3	0.654	1.529	9.607
4	0.276	3.623	22.765
5	0.235	4.255	26.737
6	0.211	4.739	29.778
7	0.162	6.173	38.785
8	0.144	6.944	43.633
9	0.139	7.194	45.203
10	0.105	9.524	59.840

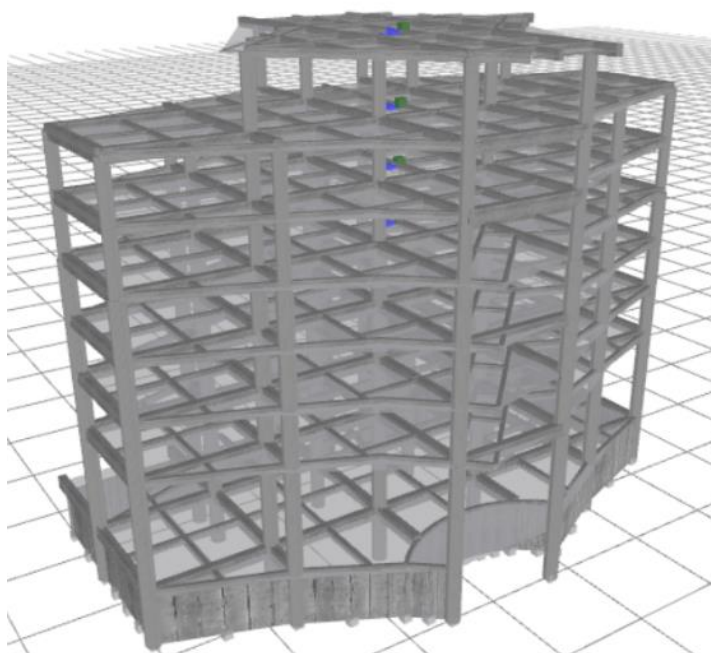
Una vez presentados los valores de frecuencias y periodos obtenidos mediante el ensayo de vibración ambiental y a través de los modelos analíticos, en la Figura 32 se presenta los modelos en 3D realizados en ETABS® y SeismoStruct®, con su geometría estructural en base a los planos proporcionados y visitas de inspección hechas al edificio administrativo.

Figura 32

Modelo tridimensional en ETABS® y SeismoStruct®



a)



b)

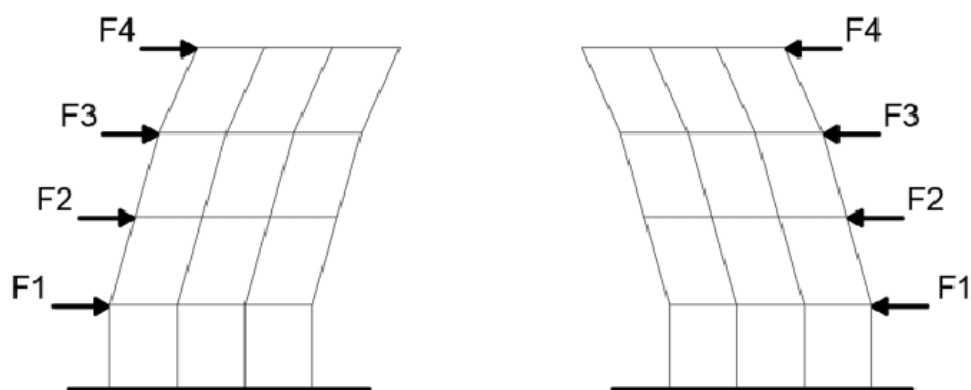
Nota. a) Modelo elaborado en ETABS® b) Modelo elaborado en SeismoStruct®. Tomado de CSI ETABS® y SeismoStruct®, por Falcones & Montaluisa (2024).

Patrones de cargas laterales

Astudillo (2023) señala que el conjunto de cargas laterales como se presenta en la Figura 33, modelo analítico se implementará por medio computacional para el análisis de estructuras, donde se toma en cuenta las fuerzas inerciales que actúan en cada planta de la edificación.

Figura 33

Cargas laterales aplicadas a las estructuras



Nota. El gráfico representa las cargas laterales aplicadas a las estructurales de izquierda a derecha y viceversa. Tomada de *NUEVAS FUNCIONES DE CEINCI-LAB PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS DE ACERO ACORDE A LA NEC-15*, por Cagua et al. (2021).

Las fuerzas inerciales presentadas por Astudillo se modelizan en un análisis pushover. Esto indica la variación de las cargas laterales monótonamente para descubrir la capacidad y el comportamiento de la estructura más allá del rango elástico.

Asimismo, se desenmascaró cómo se produce la secuencia de agrietamiento, fluencia y fallo de los elementos estructurales dentro de la curva de capacidad. Este enfoque de evaluación computacional es un método valioso para identificar dónde se encuentra, cuál es la aplicación y el mecanismo de colapso de la edificación bajo cargas laterales progresivas.

El patrón de cargas laterales se definió proporcional al primer modo de vibración en cada dirección principal de análisis, según lo establecido en el código NEC-SE-DS. La distribución lateral de fuerzas se muestra en la Figura 34 y se determinó mediante:

$$F_i = \frac{W_i * h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V$$

Donde:

F_i = Fuerza lateral aplicada en el piso i.

h_i = Altura del piso de la estructura

k = Factor en función del período de vibración de la edificación T

V = Cortante basal total

En la Tabla 14 se presentan los resultados correspondientes a las cargas laterales.

Tabla 14

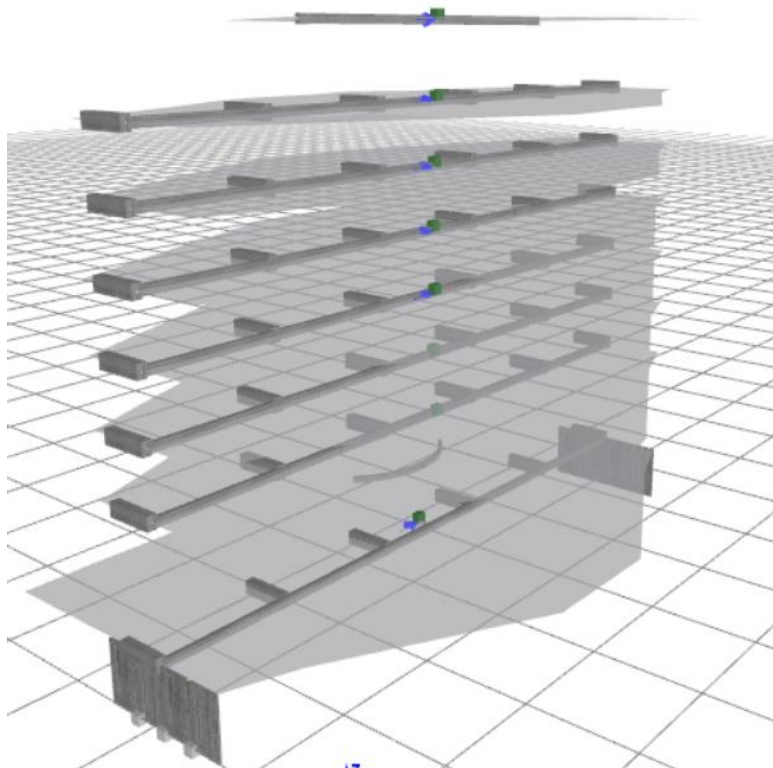
Cálculo de las cargas laterales

Etiqueta	Piso	W	h	W*(h^k)	Fi
	#	(kN)	(m)	(kN.m)	(Kn)
Story7	9.00	3399.81	33.08	210757.04	1117.85
Story6	8.00	6730.49	28.78	354033.63	1877.79
Story5	7.00	6730.49	25.18	302407.27	1603.96
Story4	6.00	7077.64	21.58	265095.35	1406.06
Story3	5.00	7106.82	17.98	214634.50	1138.42
Story2	4.00	7077.64	14.38	164234.74	871.10
Story1	3.00	7150.86	10.78	118122.39	626.52
Mezanine	2.00	1931.16	7.19	19784.71	104.94
S1	1.00	10044.06	3.60	45505.94	241.36
	Σ	57248.97	Σ	1694576	

Nota. Tabla resumen para la determinación de las cargas laterales

Figura 34

Distribución de fuerzas laterales aplicadas en SeismoStruct®



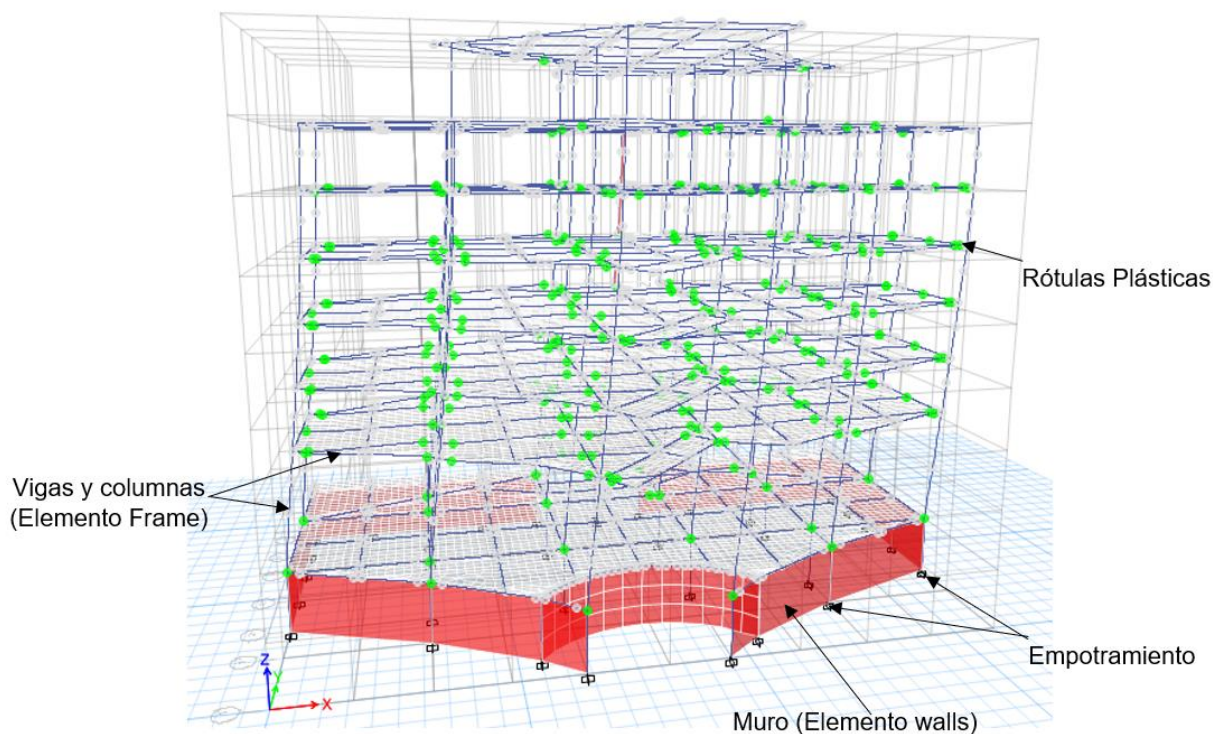
Nota. Recuperado de SeismoStruct® Modelado 3D sección X-Z (Dará mejor visualización a las cargas). Elaboración por Falcones & Montaluisa (2024).

Análisis Pushover

En la presente investigación se ha empleado el software ETABS® y SeismoStruct® como se ha mencionado anteriormente, para el análisis no lineal de los edificios de estudio. El Análisis no lineal (ANL) es un método avanzado que considera el comportamiento real de los materiales y los cambios geométricos que ocurren en la estructura durante su deformación. En la Figura 35 se muestra el modelo no lineal en 3D del edificio administrativo, que consta de 9 pisos modelado en ETABS.

Figura 35

Modelo no lineal en 3D del edificio



Nota. En la idealización del modelo estructural de la edificación, en sus aspectos inherentes a frame, se presentan las vigas y columnas conectadas y un sistema de muros, además del empotramiento como condición de borde. Lo que posibilita un análisis no lineal teniendo en cuenta la creación de rótulas plásticas en los elementos estructurales.

Con respecto al modelo estructural presentado en la figura 36, es una representación tridimensional en la que se puede observar los elementos que constituyen el comportamiento real de la estructura. Los elementos son vigas y columnas las cuales se definieron como elementos lineales que pueden experimentar deformaciones inelásticas en áreas inelásticas definidas, representadas en este caso como puntos de color verde las rótulas plásticas. Estas rótulas son claves del ANL, ya que se pueden usar para representar la degradación de la rigidez y resistencia de los elementos estructurales en una dirección lateral incremental.

Modelación de los elementos estructurales

Elementos de Seismostruct®

Para el caso del modelado de los elementos realizado en SeismoStruct® el cual no requiere utilizar secciones agrietadas en el modelo, pero en cambio se usó elementos de fibra para poder capturar su comportamiento real. Se emplearon 4 puntos de integración para cada tipo de elemento como vigas y columnas, las cuales se modelaron como tipo infrmFB como se puede mostrar en la Figura 36.

Figura 36.

Clases de Elementos en Seismostruct ®.

infrmFB	infrmFBPH	infrmDBPH	infrmDB	elfrm	elfrmH	truss	infill	masonry	rack	rackH	shell4
Element Class	Section Name	Integration Sec...	Section Fibres	Damping	Additional Mass						
class_C25_1	sec_C25_1	4	54	None	0,00						
class_C26_1	sec_C26_1	4	54	None	0,00						
class_C27_1	sec_C27_1	4	54	None	0,00						
class_C28_1	sec_C28_1	4	54	None	0,00						
class_C29_1	sec_C29_1	4	54	None	0,00						
class_C30_1	sec_C30_1	4	54	None	0,00						

Nota. Esta lista presenta los tipos de elementos estructurales que dispone en el programa, Tomado de Seismostruct®, por Falcones & Montaluisa (2024).

Columnas

En este apartado se modelo una de las columnas del edificio administrativo en el cual se selecciona el tipo de diseño para rótula plástica P-M2-M3, El cual se representa como una rótula tipo carga axial y momento como se puede visualizar en la Figura 37.

Figura 37

Modelación de columnas en el software ETABS®

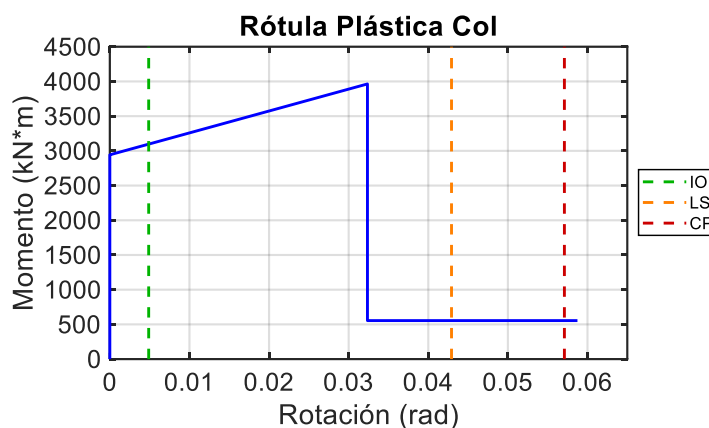
The figure displays three dialog boxes from the ETABS software used for modeling columns:

- Frame Section Property Data:** This dialog box is used to define the general properties of a frame section. It includes fields for Property Name (set to 'C01'), Material (set to 'fc=280 kg/cm2'), and Section Shape (set to 'Concrete Circle'). The Diameter is specified as 1 m. A circular diagram illustrates the section shape with a diameter of 1 m and a reinforcement layout of 24 bars.
- Frame Section Property Reinforcement Data:** This dialog box is used to define the reinforcement properties. It includes fields for Design Type (set to 'P-M2-M3 Design (Column)'), Rebar Material (set to 'fy=4200 kg/cm2'), and Reinforcement Configuration (set to 'Circular'). The Longitudinal Bars are defined with a Clear Cover for Confinement Bars of 0.025 m, a Number of Longitudinal Bars of 24, and a Longitudinal Bar Size and Area of 25 mm². The Confinement Bars are defined with a Confinement Bar Size and Area of 12 mm² and a Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along I-Axis) of 0.2 m.
- Frame Assignment - Hinges:** This dialog box is used to assign hinge properties to the frame. It includes a table for Hinge Property, Location Type, Relative Distance, and Distance from End (m). The table shows three entries: 'Auto' (Relative to clear length, 0), 'Auto P-M2-M3' (Relative to clear length, 0), and 'Auto P-M2-M3' (Relative to clear length, 0.733). The 'Auto Hinge Assignment Data' section indicates the Type is 'From Tables in ASCE 41-17', the Table is 'Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)', and the DOF is 'P-M2-M3'.

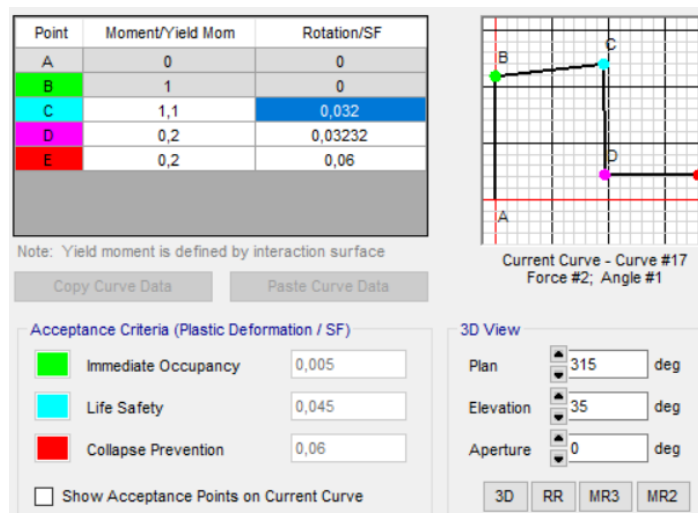
En la Figura 38 se observa que los valores para IO son de 0.004884, LS con 0.042915 y con una CP de 0.057105 interpolando se obtuvo estos resultados.

Figura 38

Diagrama de carga-deformación para rótulas plásticas en columnas.



a)



b)

Nota. Comportamiento de las rótulas plásticas de columnas a) Cálculo Manual, b) ETABS®.

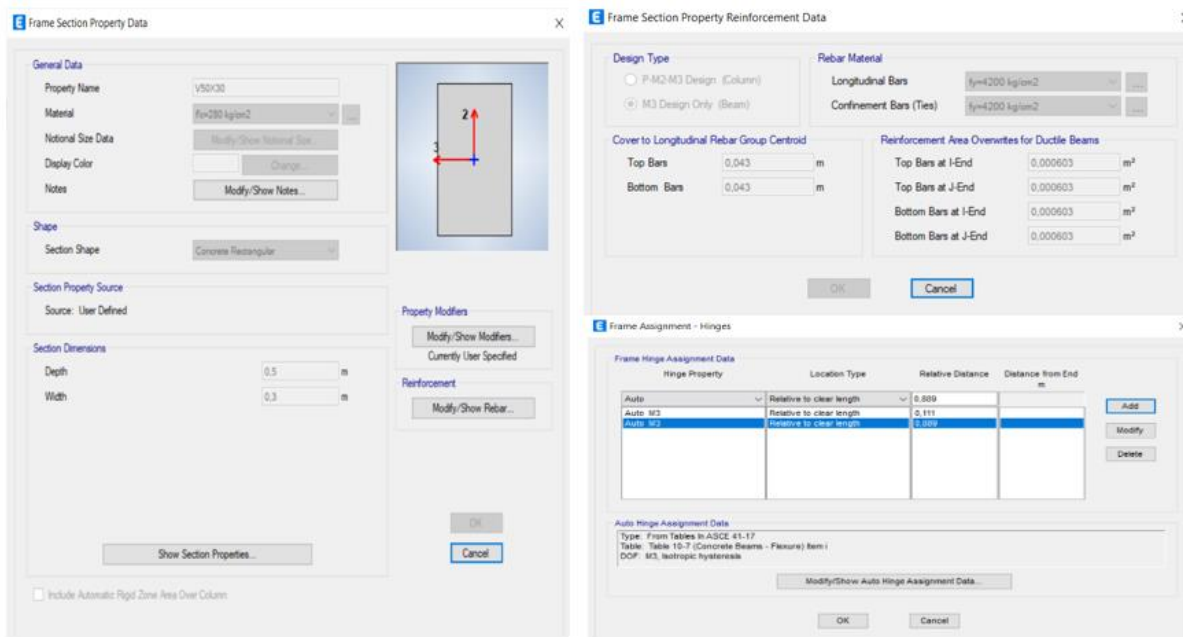
Tomado de *MATLAB*® y *ETABS*®, por Falcones y Montaluisa (2024).

Vigas

Para el caso de las vigas se usó una rótula M3 el cual se representa como el momento. En la Figura 39 se observa las dimensiones de una de las vigas del edificio administrativo, así como el área de acero de refuerzo calculado en las vigas.

Figura 39

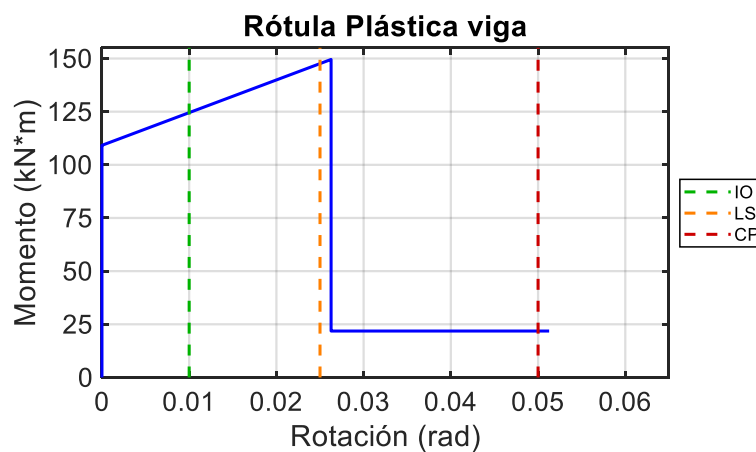
Modelación de vigas en el software ETABS®



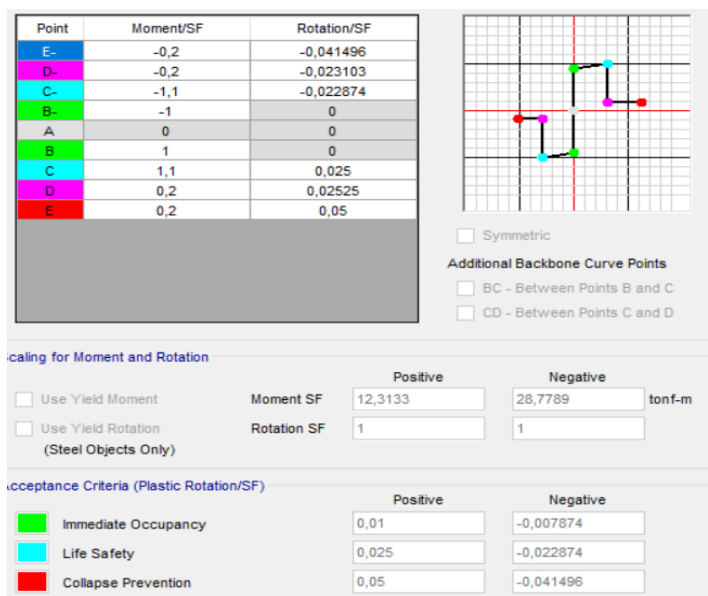
En la Figura 40 se observa que los valores para IO son de 0.010, LS con 0.025 y con una CP de 0.050 que se obtuvo como resultados.

Figura 40.

Diagrama de carga-deformación para rótulas plásticas en vigas.



a)



b)

Nota. Comportamiento de las rótulas plásticas de columnas a) cálculo manual, b) ETABS®.

Tomado de *MATLAB*® y *ETABS*®, por Falcones y Montaluisa (2024).

Los parámetros de control definidos fueron para el número de pasos que se ingresó a ETABS® y fueron los siguientes:

- Desplazamiento máximo: Se uso 0.6616 m
- Criterio de convergencia: 1% de tolerancia
- Número máximo de iteraciones por paso: 150

En los dos softwares se implementaron las mismas condiciones, pero SeismoStruct® considera que la rótula plástica va de la cara de los elementos y ETABS® tuvo su límite de pasos es decir que llegó a un determinado desplazamiento.

Definición de los niveles de peligro sísmico

En la Tabla 15, se presenta la probabilidad de excedencia de que un movimiento telúrico más severo ocurrirá dentro de un determinado periodo (periodo de retorno) de acuerdo con American Society of Civil Engineers (2023b).

Tabla 15

Probabilidad de excedencia y periodo medio de retorno

Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno (años)
50% / 30 años	43
50% / 50 años	72
20% / 50 años	225
10% / 50 años	475
5% / 50 años	975
2% / 50 años	2475

Nota. Probabilidad de excedencia y periodo medio de retorno propuestos por la ASCE 41-23.

Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, por American Society of Civil Engineers (2023b).

Los niveles de peligro fueron seleccionados de acuerdo con los objetivos de desempeño que presenta American Society of Civil Engineers (2023a) para evaluación de estructuras existentes y se presenta en la Tabla 16, el nivel de peligro BSE-2N hace referencia al terremoto máximo considerado (MCE_R) especificado por American Society of Civil Engineers (2022b) al igual que el peligro BSE-1N que es el terremoto de diseño definido como dos tercios del peligro MCE_R . Mientras que los peligros BSE-2E y BSE-1E, son peligros reducidos correlacionados con los peligros antes mencionados respectivamente.

Teniendo en cuenta lo antes descrito, los objetivos de desempeño definidos para el edificio en estudio son los señalados en la Tabla 16 esto significa que ante un sismo ocasional (BSE-1E) la estructura debería cumplir con el nivel operacional (1-A) que implica daños mínimos o nulos en los elementos estructurales y no estructurales de la edificación y este es adecuado para su uso normal utilizando servicios básicos suministrados por fuentes de emergencia.

Con un movimiento telúrico raro (BSE-2E), la edificación debería cumplir con el nivel de ocupación inmediata (1-B), que implica daños mínimos o nulos en los elementos estructurales y daños menores en los no estructurales, con posibilidad de ocupación después de ciertas reparaciones; y finalmente ante un sismo muy raro (BSE-2N), el nivel que debería cumplir el edificio es el de seguridad de vida (3-C), que considera la ocurrencia de daños importantes en la edificación, algunas de las reparaciones pueden ser imprácticas económicamente y respecto a los ocupantes se espera que haya pocas persona que sufran lesiones que requieran atención especializada dentro de 24 horas después de la lesión para garantizar su vida.

Tabla 16

Objetivos de desempeño

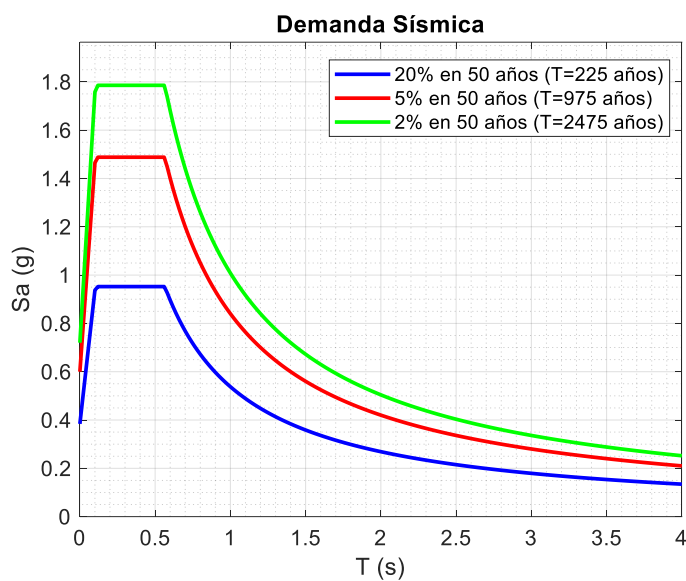
Objetivos de desempeño				
Niveles de rendimiento del edificio objetivo				
Nivel de peligro sísmico	Operacional (Nivel 1-A)	Ocupación inmediata (Nivel 1-B)	Seguridad de vida (Nivel 3-C)	Prevención de colapso (Nivel 5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _R)	m	n	o	p

Nota. El gráfico representa los objetivos de desempeño respecto a niveles de peligro sísmico considerados para la edificación en estudio. Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, por American Society of Civil Engineers (2023a).

En la Figura 41 se presenta los espectros de los sismos considerados para el análisis de los niveles de desempeño del edificio en estudio.

Figura 41

Espectros de los niveles de peligro sísmico.



Nota. Diseño del espectro elástico de demanda sísmica que corresponde al edificio administrativo, Tomado de Matlab®, por Falcones & Montaluisa (2024).

Obtención de la curva de capacidad

Para la debida obtención de la curva de capacidad se basa en el ANL (Pushover) realizado en los softwares ETABS® y SeismoStruct®. Se detallará a continuación, el procedimiento:

a) Procesamiento de resultados

- Extracción directa de resultados de SeismoStruct®.
- Exportación de datos desde ETABS® en formato de texto.

Organización de datos de como son la cortante basal por cada paso, los desplazamientos y las derivas de entrepiso

b) Construcción de la curva Capacidad

- Obtención del programa de SeismoStruct® de su curva de capacidad.
- Generación de curva en ETABS®.

c) Determinación de niveles de desempeño

- Operacional
- Ocupación Inmediata
- Seguridad de Vida
- Prevención de Colapso.

El análisis pushover para obtener la curva de capacidad facilita la evaluación del comportamiento no lineal de la estructura bajo cargas laterales incrementales. Como indica Estêvão (2018), " el paso inicial para determinar el punto de rendimiento de una estructura determinada es adquirir una curva de capacidad " (p.3). Los niveles de desempeño describen la condición de la estructura en diversas fases, desde su estado operativo hasta prevención del colapso, facilitando la valoración de su capacidad para resistir sismos.

Los modelos numéricos que se llevaron a cabo en ETABS® y SeismoStruct® proporcionó los siguientes resultados para cada curva de capacidad para cada caso en función de los objetivos de desempeño antes descritos.

Para el modelo realizado en ETABS®, se requirió considerar secciones agrietadas para los elementos estructurales, en función del nivel de peligro sísmico.

Para el sismo ocasional (BSE-1E) se considera las recomendaciones de Pacific Earthquake Engineering Center (2017) en el Informe No. 2017/06; cuyos factores considerados son los siguientes:

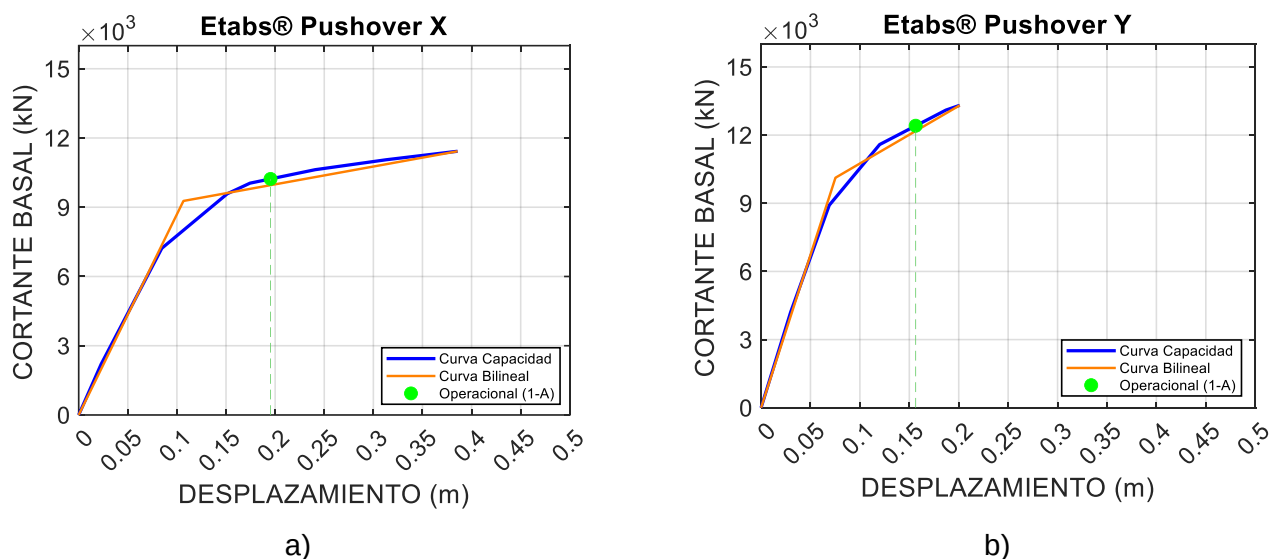
- 0.5 I_g para vigas
- 0.7 I_g para columnas

De esta manera en la Figura 42 se presenta la curva de capacidad que representa al modelo que considera inercias agrietadas para un sismo ocasional a esta condición de ahora en adelante se lo denominará como "I1", en donde el eje vertical indica el cortante basal mientras que el eje horizontal da a conocer el desplazamiento monitoreado en metros.

Como se observa en la Figura 42 el sentido más crítico de la estructura es el “X” con un desplazamiento máximo de 0.37 m antes de la pérdida de convergencia del modelo, mientras que en el sentido “Y”, el desplazamiento máximo es de 0.20 m. Respecto al punto de desempeño que resulta en la Figura 42 a), el límite del nivel operacional es 0.19 m, mientras que en la Figura 42 b) este valor es de 0.16 m.

Figura 42

Curva de capacidad en ambos sentidos de modelo I1 en ETABS®



Nota. a) Curva de capacidad en el sentido X de modelo I1. b) Curva de capacidad en el sentido Y de modelo I1.

Para el sismo raro (BSE-2E) se considera las recomendaciones de American Concrete Institute (2019); cuyos factores son los siguientes:

- 0.35 I_g para vigas
- 0.7 I_g para columnas

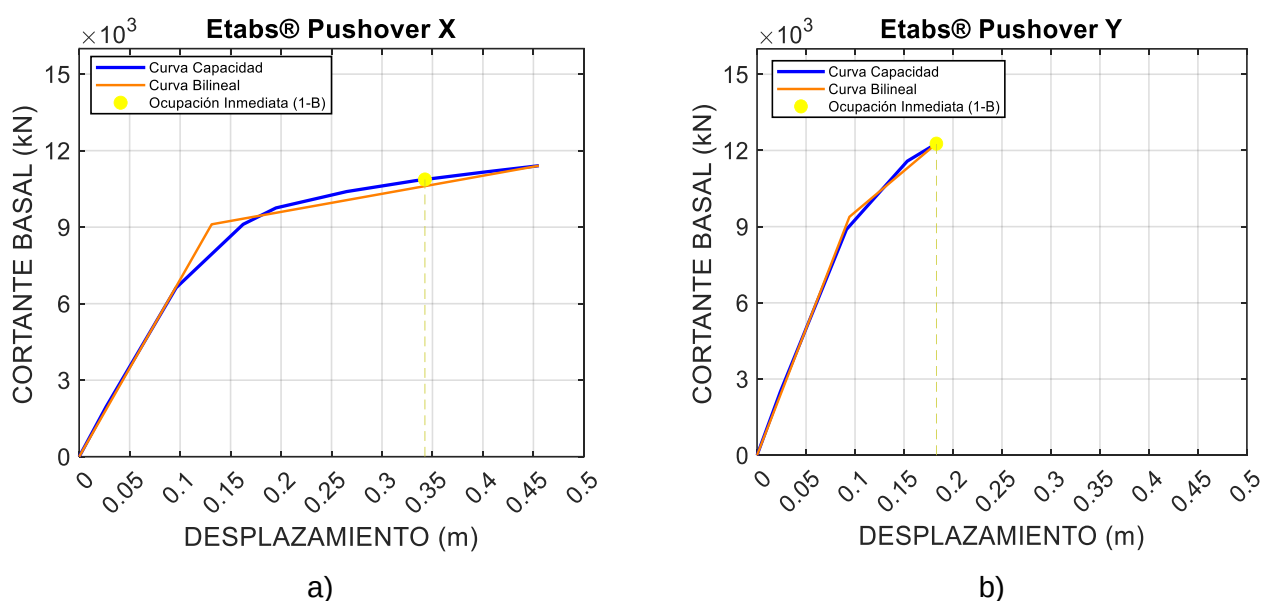
De esta forma en la Figura 43 se observa la curva de capacidad que representa al modelo que considera inercias agrietadas para un sismo raro, que de ahora en adelante se lo denominará como “I2”. El sentido más crítico es el “X” con un desplazamiento máximo de 0.45

m, mientras que en el sentido “Y”, el desplazamiento máximo es de 0.18 m antes de la pérdida de convergencia del modelo.

Respecto al punto de desempeño que resulta en la Figura 43 a), el límite del nivel de ocupación inmediata es 0.34 m, mientras que el punto de desempeño que muestra el límite del nivel de ocupación inmediata en la Figura 43 b) es 0.18 m.

Figura 43.

Curva de capacidad en ambos sentidos de modelo I2 en ETABS®



Nota. a) Curva de capacidad en el sentido X de modelo I2. b) Curva de capacidad en el sentido Y de modelo I2.

Para el sismo muy raro (BSE-2N) se considera las recomendaciones de Pacific Earthquake Engineering Center (2017) en el Informe No. 2017/06; cuyos factores son:

- 0.3 I_g para vigas
- 0.7 I_g para columnas

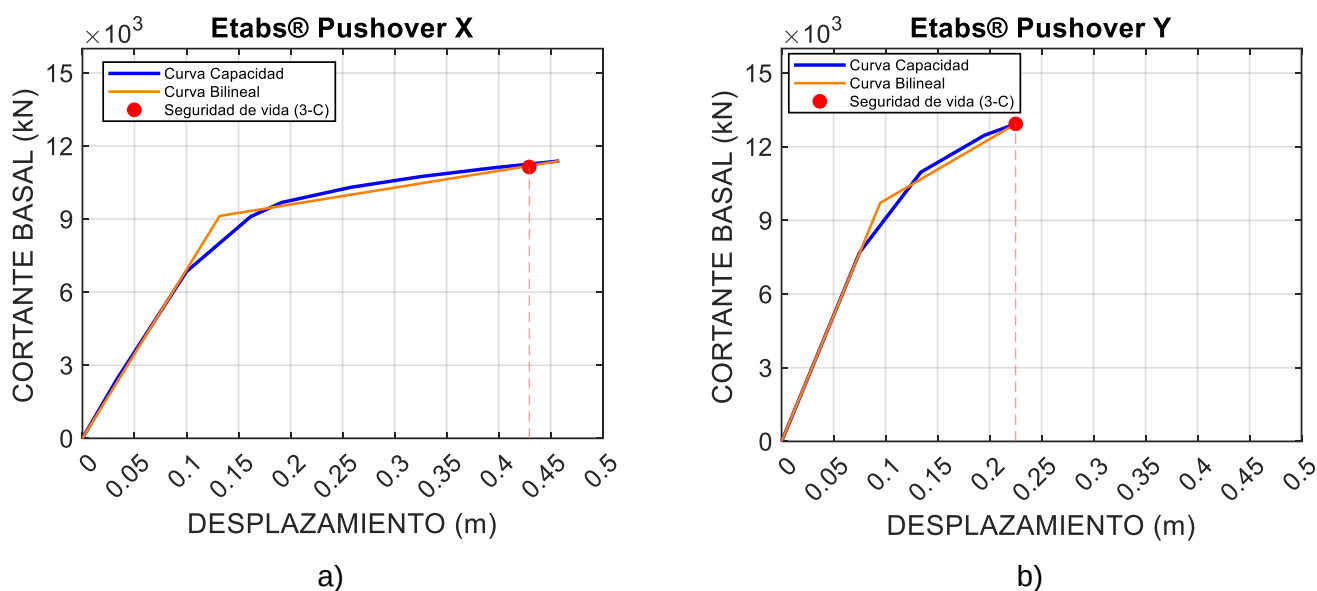
Por consiguiente, en la Figura 44 se muestra la curva de capacidad que representa al modelo que considera inercias agrietadas para un sismo muy raro, que de ahora en adelante

se lo denominará como “I3”. El sentido más crítico es el “X” con un desplazamiento máximo de 0.47 m, mientras que en “Y” el desplazamiento máximo es de 0.23 m.

Respecto al punto de desempeño que resulta en la Figura 44 a), el límite del nivel de seguridad de vida es 0.43 m, mientras que el punto de desempeño que muestra el límite del nivel de seguridad de vida en la Figura 44 b) es 0.23 m.

Figura 44

Curva de capacidad en ambos sentidos de modelo I3 en ETABS®



Nota. a) Curva de capacidad en el sentido X de modelo I3. b) Curva de capacidad en el sentido Y de modelo I3.

La Figura 45, obtenida de SeismoStruct®, muestra una curva de capacidad que relaciona el desplazamiento con la fuerza cortante, en la base de la estructura. La curva exhibe el comportamiento típico no lineal, iniciando con una fase elástica lineal seguida de una fase de plastificación progresiva hasta alcanzar un punto de capacidad máxima.

Como se observa en la Figura 45 el sentido más crítico de la estructura es el sentido “X” con un desplazamiento máximo de 0.66 m antes de la pérdida de convergencia del modelo, mientras que en el sentido “Y”, el desplazamiento máximo es de 0.59 m.

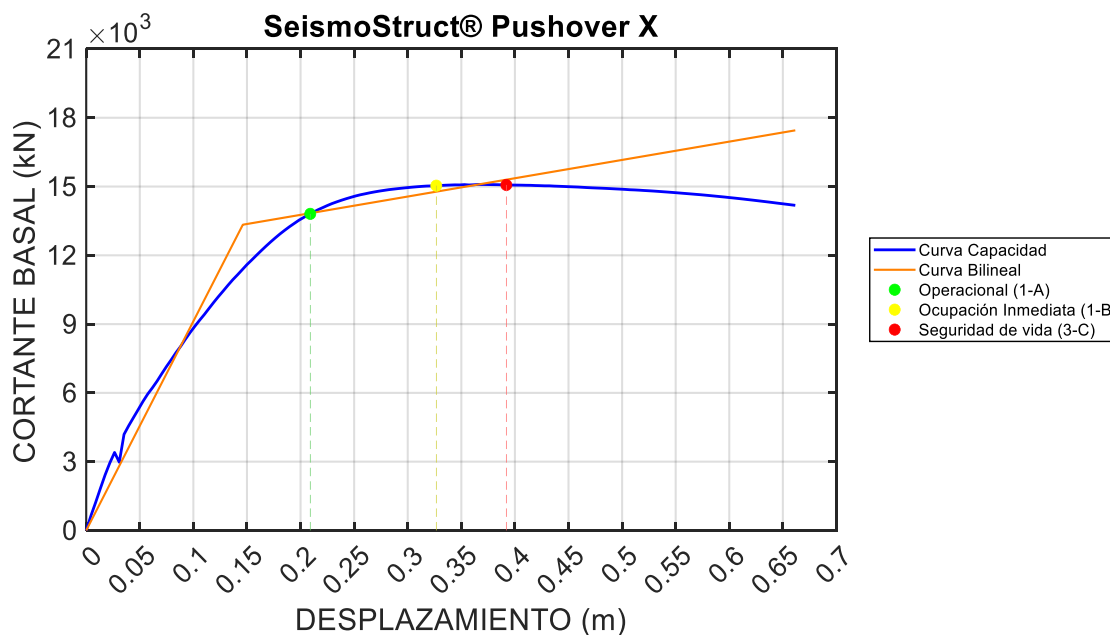
Respecto al punto de desempeño que resulta en la Figura 45 a), el límite del nivel operacional es de 0.21 m de desplazamiento, mientras que el punto de desempeño que muestra el límite del nivel operacional en la Figura 45 b) es de 0.17 m.

Para el límite del nivel de ocupación inmediata se observa un valor de 0.34 m para “X” y 0.27 m para “Y”. Finalmente, el límite del nivel de seguridad de vida se encuentra en 0.39 m para “X” y 0.32 m para “Y”.

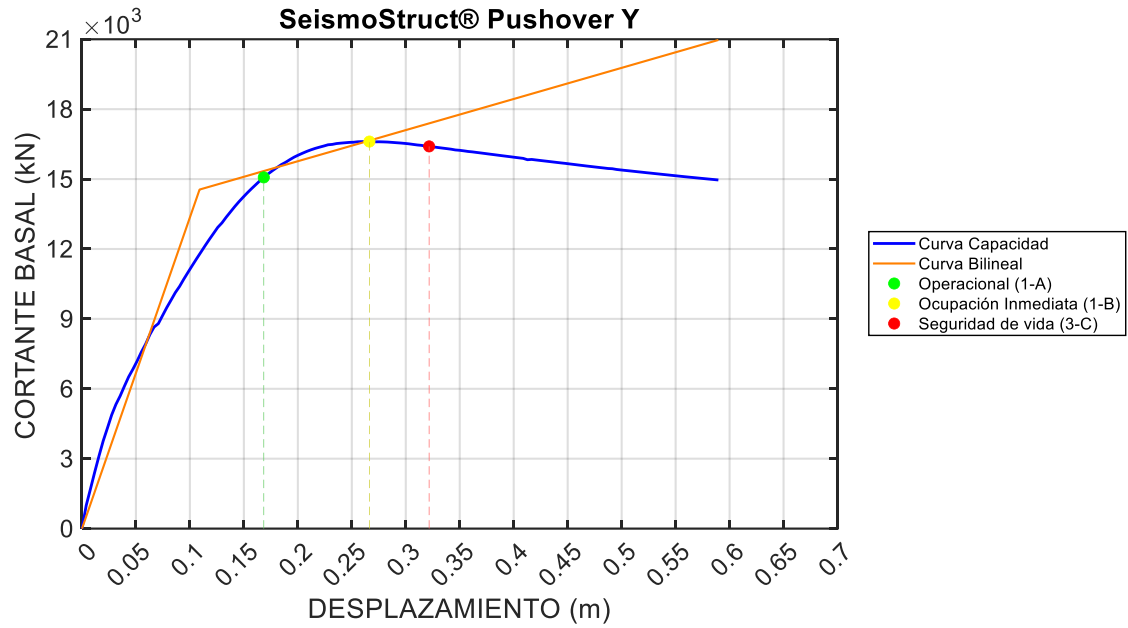
Los resultados de las curvas de capacidad son instrumentos esenciales para valorar la habilidad de una estructura para deformarse y resistir. Es particularmente valioso ya que nos revela la auténtica capacidad de resistencia del edificio y su punto de colapso, aspecto esencial para anticipar su rendimiento durante un sismo real.

Figura 45

Curva de Capacidad SeismoStruct® en ambos sentidos



a)



b)

Nota. a) Curva de capacidad en el sentido “X” de modelo en SeismoStruct®. b) Curva de capacidad en el sentido “Y” de modelo en SeismoStruct®.

Capítulo IV

Análisis de resultados

Resultados experimentales

Evaluación de la respuesta estructural experimental

Según el análisis realizado de los datos obtenidos a través de la instrumentación, se identificaron diez modos de vibración con frecuencias en el rango de 1.193 a 6.523 Hz, cuyos periodos correspondientes están entre 0.838 y 0.153 s.

Estos valores permiten caracterizar al edificio como una estructura rígida con un periodo fundamental bajo de 0.838 s considerando la altura del mismo; presumiendo que esto es debido a los materiales con los que fue construido, al tener una alta resistencia a la compresión en el hormigón y alta resistencia a la fluencia en el acero.

Resultados del análisis estático no lineal

Evaluación de la respuesta estructural analítica

En la Tabla 17 se muestra la comparación de los desplazamientos en donde se encuentran los puntos de desempeño obtenidos en ETABS® y SeismoStruct®, la mayor diferencia se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata ante un sismo raro en análisis PUSHOVER en sentido “Y”, en donde ETABS® presenta un desplazamiento de 0.18 m mientras que en SeismoStruct® es de 0.27 m, dando una diferencia del 40%.

Y los desplazamientos con mayor similitud fueron los que aparecen en el punto de ocupación inmediata ante un sismo raro en análisis PUSHOVER en sentido “X”, siendo de 0.34 m en ETABS® y 0.33 en SeismoStruct® con una diferencia de 2.99%.

Tabla 17

Comparación de los desplazamientos en donde se presentan los puntos de desempeño en las curvas de capacidad en ETABS® y SeismoStruct®

Desplazamientos en puntos de desempeño (m)			
MODELOS	Operacional (Nivel 1-A)	Ocupación inmediata (Nivel 1-B)	Seguridad de vida (Nivel 3-C)
PUSHOVER “X”			
ETABS®	0.19	0.34	0.47
SeismoStruct®	0.21	0.33	0.39
Diferencia (%)	10.00	2.99	18.61
PUSHOVER “Y”			
ETABS®	0.16	0.18	0.23
SeismoStruct®	0.17	0.27	0.32
Diferencia (%)	6.06	40.00	32.73

Para el análisis de la respuesta estructural analítica es necesario definir las curvas de capacidad en donde en el eje de las abscisas se representen las derivas, para poder compararlas con los valores de derivas máximas definidas en normativas.

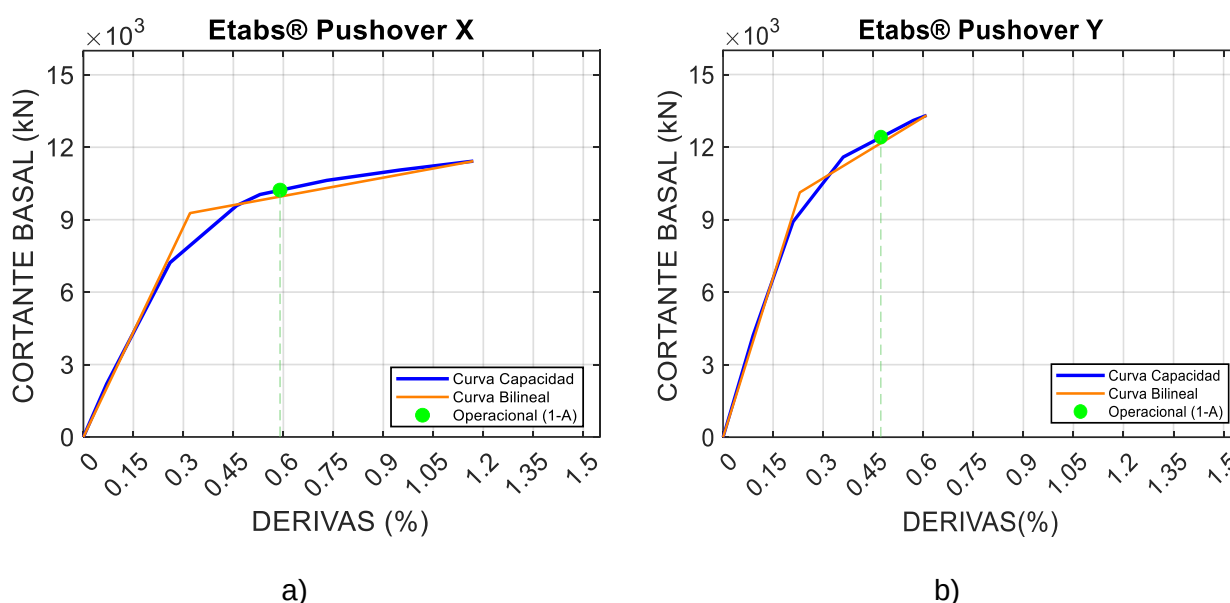
Es por ello que en la Figura 46 se presenta la curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas del modelo I1 de ETABS® tanto en sentido X como en Y. Y el valor de la deriva máxima para realizar la comparación respectiva es la recomendada por Pacific Earthquake Engineering Center (2017) en el Informe No. 2017/06 que es de 0.5% para un sismo ocasional.

De la Figura 46 a), se observa que la deriva que define el límite del nivel de desempeño operacional (1-A) es de 0.59%, sobrepasando la deriva máxima recomendada de 0.5% lo que permite presumir que este punto de desempeño en realidad es considerado dentro del nivel de ocupación inmediata.

Mientras que de la Figura 46 b), se observa que la deriva que define el límite del nivel de desempeño operacional (1-A) es de 0.47%, siendo menor a la deriva máxima recomendada de 0.5% lo que permite presumir que este punto de desempeño está dentro de un nivel operacional.

Figura 46

Curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas en ambos sentidos de modelo I1 en ETABS®



Nota. a) Curva de capacidad en el sentido X con derivas en el eje de las abscisas de modelo I1.

b) Curva de capacidad en el sentido Y con derivas en el eje de las abscisas de modelo I1.

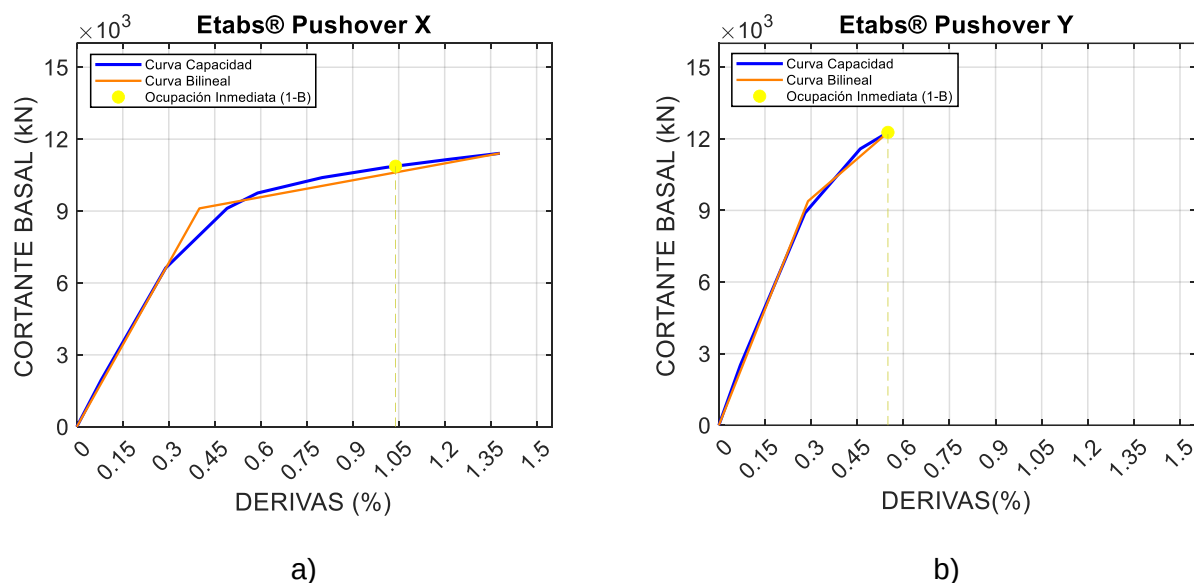
La Figura 47 presenta la curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas del modelo I2 de ETABS® tanto en sentido X como en Y. El valor de la deriva máxima para realizar la comparación respectiva es la recomendada por American Society of Civil Engineers (2023a) que es del 2% para un sismo raro.

De la Figura 47 a) y b), se observa que las derivas que definen el límite del nivel de desempeño de ocupación inmediata (1-B) son de 1.04% y 0.55% respectivamente, siendo

menores a la deriva máxima recomendada de 2% lo que permite presumir que estos puntos de desempeño se encuentran dentro del nivel de desempeño de ocupación inmediata.

Figura 47.

Curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas en ambos sentidos de modelo I2 en ETABS®



Nota. a) Curva de capacidad en el sentido X con derivas en el eje de las abscisas de modelo I2.

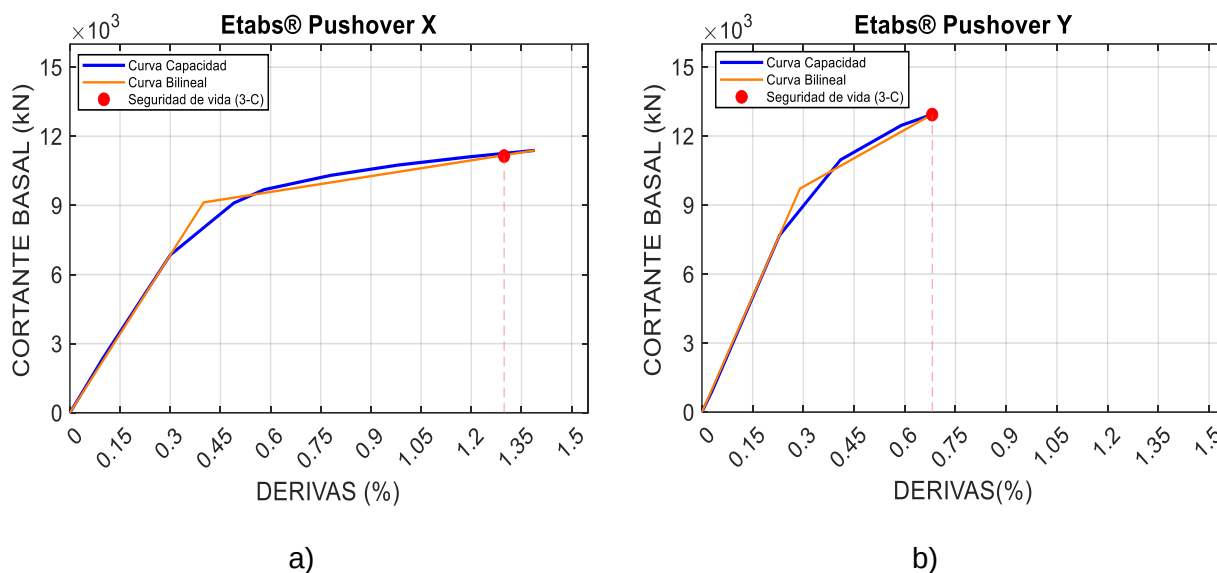
b) Curva de capacidad en el sentido Y con derivas en el eje de las abscisas de modelo I2.

La Figura 48 muestra la curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas del modelo I3 de ETABS® tanto en sentido X como en Y. El valor de la deriva máxima para realizar la comparación respectiva es la recomendada por Pacific Earthquake Engineering Center (2017) que es del 3% para un sismo muy raro.

De la Figura 48 a) y b), se observa que las derivas que definen el límite del nivel de desempeño de seguridad de vida (3-C) es de 1.30% y 0.67% respectivamente, siendo menor a la deriva máxima recomendada de 3% lo que permite presumir que estos puntos de desempeño se encuentran dentro del nivel de desempeño de seguridad de vida.

Figura 48.

Curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas en ambos sentidos de modelo I3 en ETABS®



Nota. a) Curva de capacidad en el sentido X con derivas en el eje de las abscisas de modelo I3.

b) Curva de capacidad en el sentido Y con derivas en el eje de las abscisas de modelo I3.

La Figura 49 muestra la curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas del modelo en SeismoStruct® tanto en sentido X como en Y. El valor de la deriva máxima para realizar la comparación respectiva para cada nivel de desempeño es igual a las antes mencionadas, para el nivel operacional ante un sismo ocasional la deriva máxima es de 0.5%, para el nivel de ocupación inmediata ante un sismo raro es de 2% y para un nivel de seguridad de vida ante un sismo muy raro es de 3%.

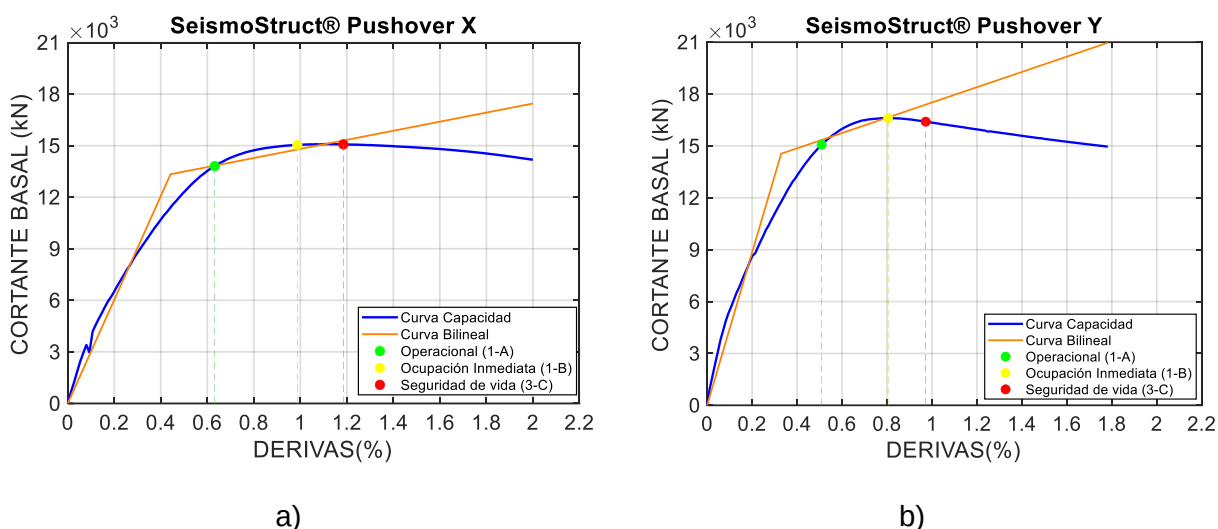
De la Figura 49 a) y b) se observa que las derivas que definen el límite del nivel de desempeño operacional (1-A) son de 0.63% y 0.51% respectivamente, sobrepasando la deriva máxima recomendada de 0.5% lo que permite presumir que estos puntos de desempeño en realidad son considerados dentro del nivel de ocupación inmediata.

De la Figura 49 a) y b), se observa que la derivas que definen el límite del nivel de desempeño de ocupación inmediata (1-B) con de 0.99% y 0.81%, siendo menores a la deriva máxima recomendada de 2% lo que permite presumir que estos puntos de desempeño se encuentran dentro del nivel de desempeño de ocupación inmediata.

De la Figura 49 a) y b), se observa que las derivas que definen el límite del nivel de desempeño de seguridad de vida (3-C) son de 1.19% y 0.97%, siendo menores a la deriva máxima recomendada de 3% lo que permite presumir que estos puntos de desempeño se encuentran dentro del nivel de desempeño de seguridad de vida.

Figura 49

Curva de capacidad con derivas en el eje de las abscisas en ambos sentidos en SeismoStruct®.



Nota. a) Curva de capacidad en el sentido X con derivas en el eje de las abscisas del modelo en SeismoStruct®. b) Curva de capacidad en el sentido Y con derivas en el eje de las abscisas del modelo en SeismoStruct®.

En la Tabla 18 se muestra la comparación de las derivas en donde se encuentran los puntos de desempeño obtenidos en ETABS® y SeismoStruct®, la mayor diferencia se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata ante un sismo raro en análisis

PUSHOVER en sentido “Y”, en donde ETABS® presenta una deriva de 0.55% mientras que en SeismoStruct® es de 0.81%, dando una diferencia del 38.24%.

Y las derivas con menor diferencia fueron las que aparecen en el punto de desempeño de ocupación inmediata ante un sismo raro en análisis PUSHOVER en sentido “X”, siendo de 1.04% en ETABS® y 0.99% en SeismoStruct® con una diferencia de 4.93%.

Tabla 18

Comparación de las derivas en donde se presentan los puntos de desempeño en las curvas de capacidad en ETABS® y SeismoStruct®

Derivas en puntos de desempeño (%)			
MODELOS	Operacional (Nivel 1-A)	Ocupación inmediata (Nivel 1-B)	Seguridad de vida (Nivel 3-C)
PUSHOVER “X”			
ETABS®	0.59	1.04	1.30
SeismoStruct®	0.63	0.99	1.19
Diferencia (%)	6.56	4.93	8.84
PUSHOVER “Y”			
ETABS®	0.47	0.54	0.67
SeismoStruct®	0.51	0.81	0.97
Diferencia (%)	8.16	38.24	36.59

Comparación entre resultados experimentales y analíticos

En la Tabla 19 se presenta la comparación de los resultados experimentales y analíticos (ETABS® y SeismoStruct®). Se observa que las frecuencias y periodos de los tres primeros modos obtenidos en la instrumentación y en los modelos analíticos son similares entre sí.

La comparación de resultados mostró una diferencia en el periodo fundamental de vibración entre ETABS® (0.859 s), los resultados experimentales (0.838 s) y SeismoStruct® (0.839 s).

Siendo así que los resultados con mayor similitud entre sí son los hallados mediante la instrumentación y el modelo en SeismoStruct® con una diferencia de 0.12%, mientras que la diferencia entre lo obtenido en SeismoStruct® y en ETABS® es de 2.36%, y la mayor diferencia se encuentra entre lo determinado en la instrumentación y el modelo en ETABS® que es de 2.48%.

Esta diferencia puede atribuirse a la rigidez del diagrama momento-rotación en ETABS® y a la utilización de diferentes normas en los modelos analíticos (ASCE 41-17 en ETABS® y ASCE 41-23 en SeismoStruct®).

Tabla 19

Modos de vibración expresados en frecuencia y periodo obtenidos de la instrumentación y modelos analíticos

Frecuencias y periodos- Ensayo de vibración ambiental (Instrumentación)			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Frecuencia (Hz)	1.193	1.411	1.633
Periodo (s)	0.838	0.709	0.612
Frecuencias y periodos- Modelo analítico (ETABS)			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Frecuencia (Hz)	1.164	1.3812	1.5221
Periodo (s)	0.859	0.724	0.657
Frecuencias y periodos- Modelo analítico (SeismoStruct)			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Frecuencia (Hz)	1.192	1.409	1.678
Periodo (s)	0.839	0.710	0.596

Evaluación de parámetros de demanda ingenieril

Desplazamientos laterales absolutos. La Tabla 20 y 21 presenta la distribución de los desplazamientos laterales medidos en cada nivel de la edificación, considerando la altura de entrepiso (H_e) correspondiente a cada piso de la edificación.

Tabla 20

Desplazamiento lateral absoluto de cada piso en ETABS® y SeismoStruct® en el sentido “X”

Etiqueta	# Pisos	He (m)	ETABS®			SeismoStruct®
			Desplaz. I1(m)	Desplaz. I2 (m)	Desplaz. I3 (m)	Desplaz. (m)
Story7	9	4.3	0.076763	0.082287	0.091888	0.07057067
Story6	8	3.6	0.069493	0.074023	0.08246	0.06604333
Story5	7	3.6	0.063341	0.066914	0.074284	0.06123104
Story4	6	3.6	0.055068	0.057581	0.063659	0.05391965
Story3	5	3.6	0.045488	0.046767	0.051358	0.0457997
Story2	4	3.6	0.034647	0.03478	0.037833	0.03628222
Story1	3	3.59	0.022587	0.021895	0.02349	0.02492808
Mezanine	2	3.59	0.009502	0.008812	0.009285	0.00061283
S1	1	3.6	0.000441	0.000391	0.000404	0.00053983
Base	0	0	0	0	0	0

Nota. Datos de desplazamiento lateral absoluto en el sentido “X”, las siglas I1, I2 y I3 hace referencia los tres modelos con diferentes inercias agrietadas para sismo de demanda ocasional, raro y muy raro. Elaboración por Falcones & Montaluisa (2024).

Obteniendo como desplazamiento máximo en el sentido “X” que se evidencia en la tabla 20 que se obtiene en el Story 7 con un desplazamiento de 0.07057067 m.

Tabla 21

Desplazamiento lateral absoluto de cada piso en ETABS® y SeismoStruct® en el sentido “Y”

Etiqueta	# Pisos	He (m)	ETABS®			SeismoStruct®
			Desplaz. I1(m)	Desplaz. I2 (m)	Desplaz. I3 (m)	Desplaz. (m)
Story7	9	4.3	0.053883	0.0546	0.059419	0.06289067
Story6	8	3.6	0.049266	0.049569	0.053825	0.05729769
Story5	7	3.6	0.04388	0.043898	0.047584	0.05169586
Story4	6	3.6	0.037493	0.037275	0.040329	0.04472348
Story3	5	3.6	0.030919	0.030421	0.032793	0.03810134
Story2	4	3.6	0.023874	0.023128	0.024783	0.03091521
Story1	3	3.59	0.01642	0.015485	0.016411	0.02266247
Mezanine	2	3.59	0.007582	0.006902	0.007205	0.0014288
S1	1	3.6	0.000544	0.000479	0.000493	0.0005289
Base	0	0	0	0	0	0

Nota. Datos de desplazamiento lateral absoluto en el sentido “Y”, las siglas I1, I2 y I3 hace referencia los tres modelos con diferentes inercias agrietadas para sismo de demanda ocasional, raro y muy raro. Elaboración por Falcones & Montaluisa (2024).

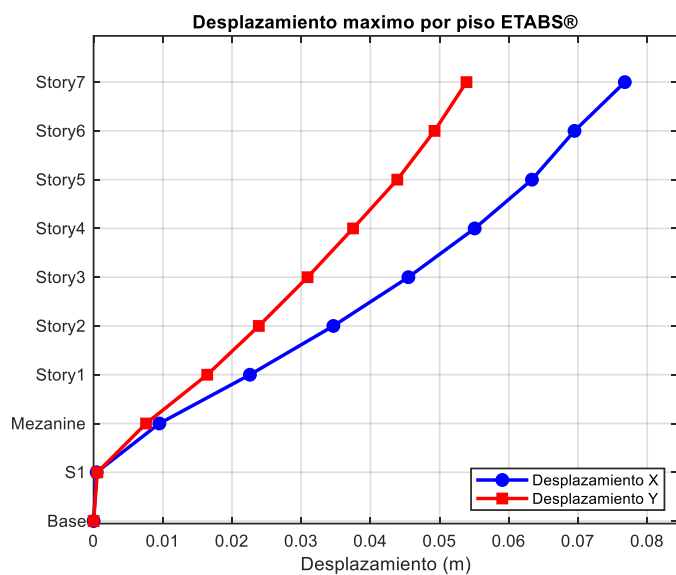
Se obtuvo como desplazamiento máximo en el sentido “Y” que se evidencia en la tabla 21 que se obtiene en el Story 7 con un desplazamiento de 0.06289067 m.

Estos datos permiten graficar los desplazamientos producidos para cada sismo de demanda como se presenta a continuación en la Figura 50, para los modelos en ETABS® y SeismoStruct®.

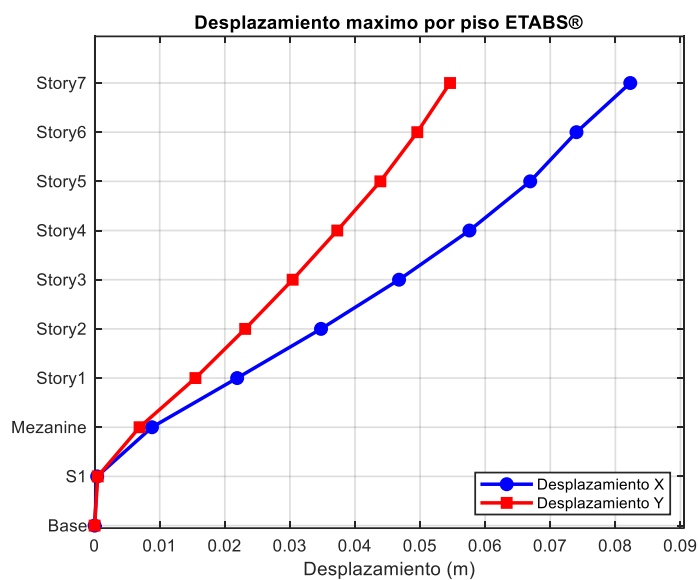
Se observa en la Figura 50 como es común en estructuras de varios pisos, los desplazamientos medidos tienden a ser similares en naturaleza con valores crecientes con la altura de los pisos, lo que está en línea con lo que se espera de una perspectiva estructural y de ingeniería en general. La excepción a este respecto se puede observar en el último piso, donde la desviación es más notable.

Figura 50

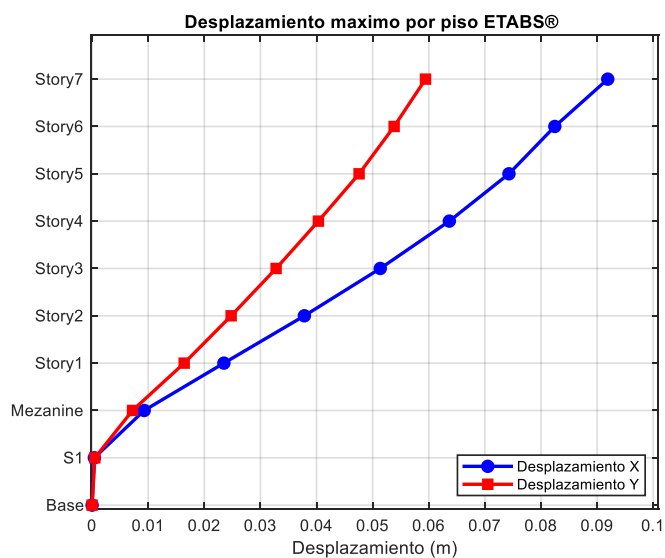
Desplazamiento de cada piso de los modelos en ETABS® I1, I2, I3 y en SeismoStruct®



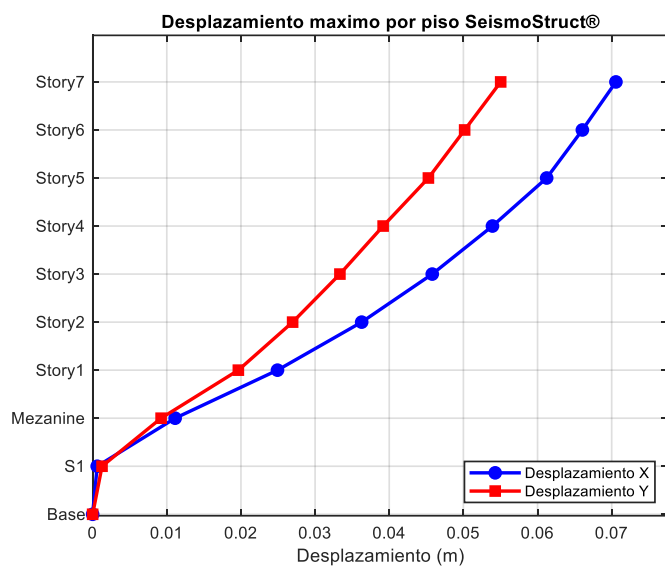
a)



b)



c)



d)

Nota. a) Desplazamiento de cada piso en ETABS® I1 b) Desplazamiento de cada piso en ETABS® I2, c) Desplazamiento de cada piso en ETABS® I3 y d) Desplazamiento de cada piso en SeismoStruct®. Tomado de MATLAB®, por Falcones & Montaluisa (2024).

Derivas de piso. Las derivas se calcularon como la diferencia de desplazamientos entre niveles consecutivos normalizada por la altura de entrepiso y se presentan en la Tabla 22 para el caso del sentido “X” y en la Tabla 23 para el sentido “Y”.

Tabla 22

Derivas de piso ETABS® y SeismoStruct® en sentido “X”.

Etiqueta	# Pisos	He (m)	ETABS®			SeismoStruct®
			Derivas I1(%)	Derivas I2(%)	Derivas I3(%)	Derivas (%)
Story7	9	4.3	0.745%	0.857%	0.983%	0.512%
Story6	8	3.6	0.831%	0.960%	1.104%	0.650%
Story5	7	3.6	1.117%	1.260%	1.434%	0.987%
Story4	6	3.6	1.293%	1.460%	1.661%	1.096%
Story3	5	3.6	1.463%	1.618%	1.826%	1.285%
Story2	4	3.6	1.628%	1.739%	1.936%	1.533%
Story1	3	3.59	1.771%	1.771%	1.923%	1.869%
Mezanine	2	3.59	1.228%	1.141%	1.203%	1.423%
S1	1	3.6	0.059%	0.052%	0.054%	0.083%
Base	0	0	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%

Nota. Datos de derivas en el sentido “X”, las siglas I1, I2 y I3 hace referencia los tres modelos con diferentes inercias agrietadas para sismo de demanda ocasional, raro y muy raro.

Elaboración por Falcones & Montaluisa (2024).

Tabla 23

Derivas de cada piso en ETABS® y SeismoStruct® en el sentido “Y”.

Etiqueta	# Pisos	He (m)	ETABS®			SeismoStruct®
			Derivas I1(%)	Derivas I2(%)	Derivas I3(%)	Derivas (%)
Story7	9	4.3	0.699%	0.744%	0.821%	0.549%
Story6	8	3.6	0.727%	0.765%	0.843%	0.660%
Story5	7	3.6	0.862%	0.894%	0.979%	0.824%
Story4	6	3.6	0.887%	0.925%	1.017%	0.787%
Story3	5	3.6	0.951%	0.985%	1.081%	0.861%
Story2	4	3.6	1.006%	1.032%	1.130%	0.988%
Story1	3	3.59	1.197%	1.162%	1.247%	1.410%
Mezanine	2	3.59	0.953%	0.869%	0.909%	1.079%
S1	1	3.6	0.073%	0.065%	0.067%	0.171%
Base	0	0	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%

Nota. Datos de derivas en el sentido “Y”, las siglas I1, I2 y I3 hace referencia los tres modelos con diferentes inercias agrietadas para sismo de demanda ocasional, raro y muy raro.

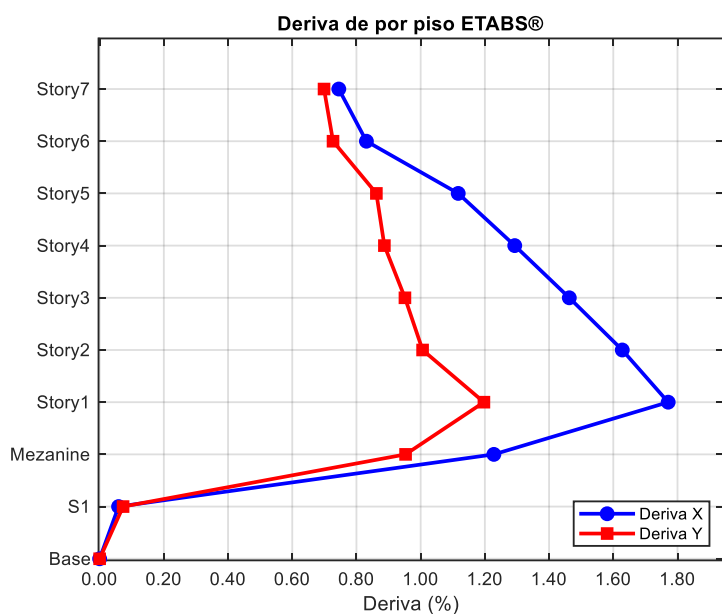
Elaboración por Falcones & Montaluisa (2024).

Estos datos permiten graficar las derivas para cada sismo de demanda como se presenta en la Figura 51 para los modelos en ETABS® y SeismoStruct®.

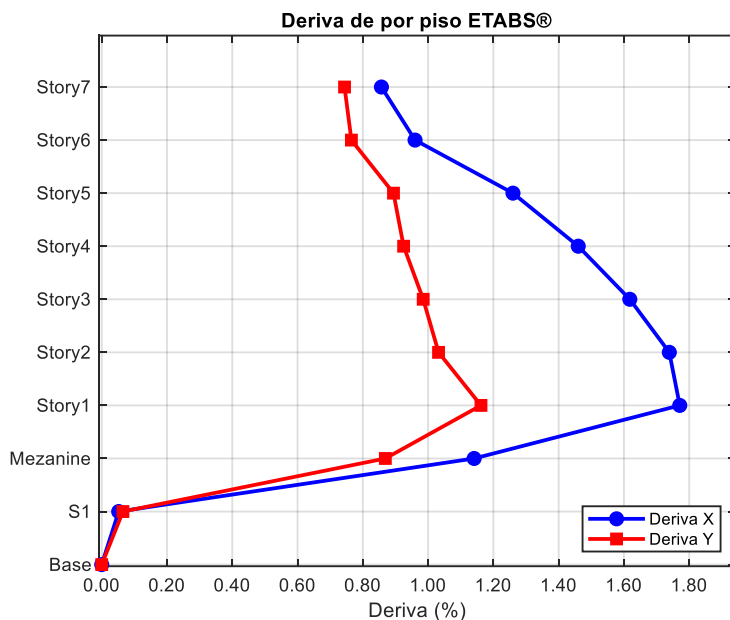
Como se observa en la Figura 51 el piso que presenta más deriva es el piso Story 1, es decir el piso 1 de la edificación, en ETABS® y SeismoStruct®. Cabe mencionar que ninguna de las derivas supera la deriva máxima que dictamina la NEC15 que es del 2%.

Figura 51

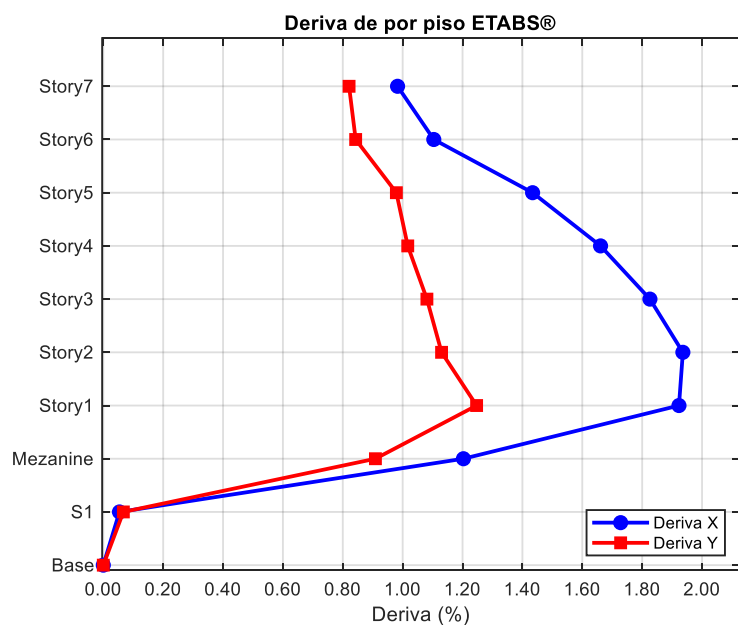
Derivas de piso de los modelos en ETABS® y SeismoStruct®.



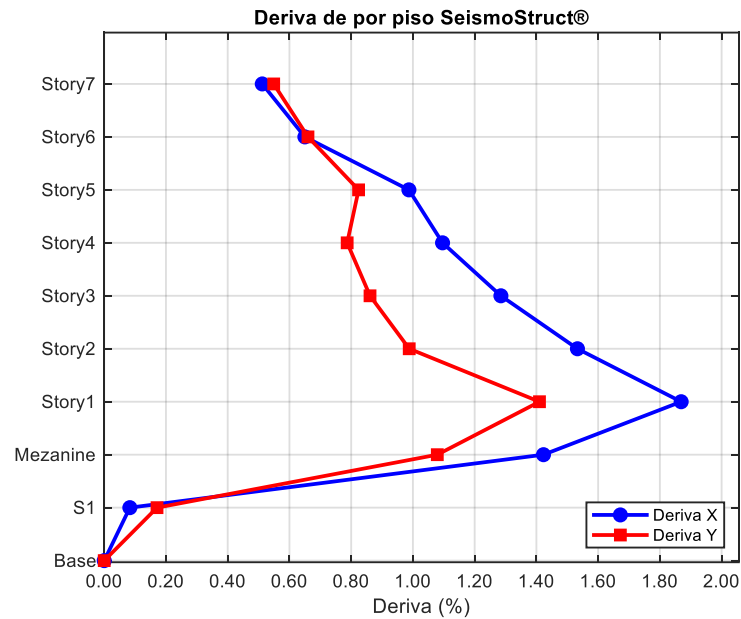
a)



b)



c)



d)

Nota. a) Derivas de cada piso en ETABS® I1 b) Derivas de cada piso en ETABS® I2, c)

Derivas de cada piso en ETABS® I3 y d) Derivas de cada piso en SeismoStruct®. Tomado de

MATLAB®, por Falcones & Montaluisa (2024).

Períodos de vibración. La comparación de los periodos de vibración obtenidos de manera experimental y analítica se observan en la Tabla 24.

Teniendo en cuenta los procedimientos experimentales y analíticos, es posible obtener datos del periodo fundamental de la estructura. Mediante el ensayo de vibración ambiental, se consiguió un valor del periodo de 0.838 s. En contraste, los modelos analíticos nos proporcionaron los periodos esenciales de cada modelación, llevados a cabo en SeismoStruct® de 0.839 s y en ETABS® de 0.859 s, lo que representa una diferencia significativa con lo establecido en la instrumentación del 0.12% y 2.48% respectivamente.

Teniendo así una sobreestimación del periodo en SeismoStruct®, pero en ETABS® existe una diferencia mayor debido a la rigidez del diagrama momento-rotación integrado a partir de la fibra sean exactos por que ETABS® trabaja con la norma ASCE 41-17 mientras que SeismoStruct® con ASCE 41-23.

Tabla 24

Comparación de periodos de vibración obtenidos de manera experimental y analítica.

Periodos de vibración (s)			
Modo	Instrumentación	SeismoStruct®	ETABS®
1	0.838	0.839	0.859
2	0.709	0.710	0.720
3	0.612	0.596	0.654
4	0.275	0.275	0.276
5	0.238	0.238	0.235
6	0.225	0.226	0.211
7	0.188	0.197	0.162
8	0.159	0.162	0.144
9	0.154	0.159	0.139
10	0.150	0.153	0.105

Se observa que el período disminuye progresivamente en formas de modo más altas. Las formas de modo superior tienen períodos más cortos debido a las frecuencias más altas.

Análisis de discrepancias y similitudes

El análisis de discrepancias y similitudes entre los programas SeismoStruct® y ETABS® presentaron comportamientos interesantes en sus pertinentes curvas de capacidad que arrojo cada programa. En la región inicial como se presenta en la Figura 52 (hasta aproximadamente 0.10 m de desplazamiento), ambos programas (SeismoStruct® y ETABS®) presentan resultados muy similares, con curvas que prácticamente se superponen.

No obstante, a medida que el desplazamiento se incrementa, se presenta una divergencia significativa; SeismoStruct® estima una capacidad máxima cercana a 15000 kN, mientras que ETABS® llega a cerca de 12000 kN. Esta diferencia persiste en el área de desplazamientos más grandes (0.30 m en adelante), donde ambas curvas suelen estabilizarse en sus valores máximos correspondientes, lo que nos proporciona una diferencia del 20%. Esta diferencia se atribuye a la modelación de la degradación de la rigidez. La zona elástica presenta una similitud, corroborando que ambos programas reflejan correctamente el comportamiento lineal.

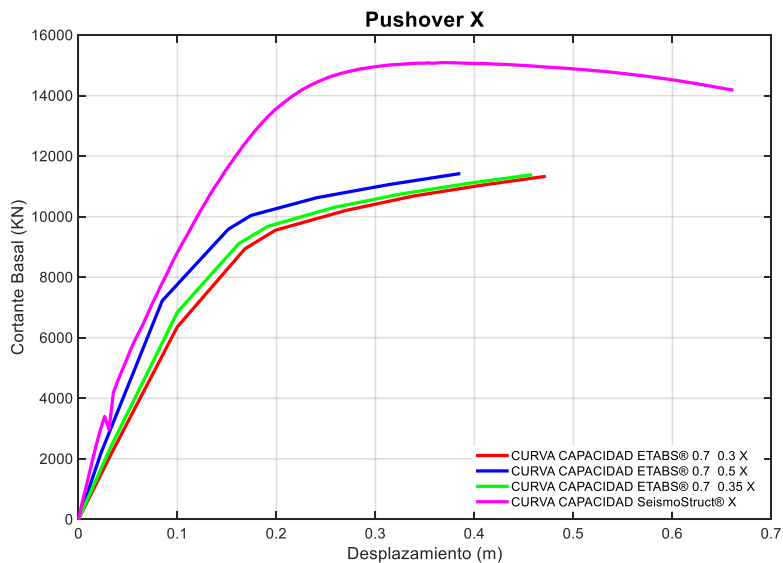
La similitud en el comportamiento inicial y la posterior divergencia en la capacidad máxima sugieren que ambos programas manejan de manera diferente el comportamiento no lineal de la estructura analizada. Puede ser ocasionado este comportamiento debido a las diferentes normativas como son la ASCE 41-17 y 41-23.

La Figura 52 b) no muestra la curva de capacidad del modelo I3 (curva roja), dado que la curva del modelo I2 (curva verde) se encuentra en superposición con la primera, esta superposición puede ser causada por la distribución uniforme de rigideces, la disposición geométrica del edificio o la influencia dominante de modos de vibración particulares.

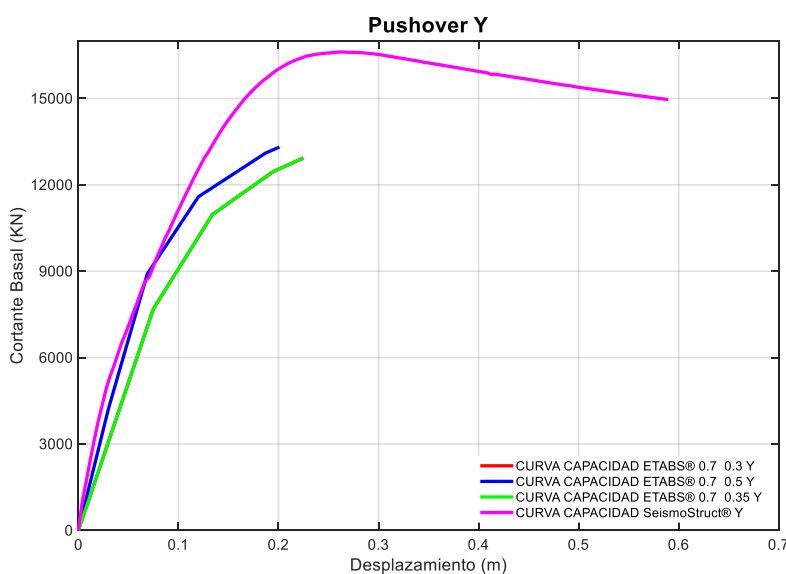
La falta de divergencia entre los dos modelos muestra un comportamiento uniforme frente a cargas laterales en "Y", corroborando la uniformidad de los resultados.

Figura 52

Comparación del Comportamiento Estructural mediante Curvas de Capacidad utilizando SeismoStruct® y ETABS®.



a)



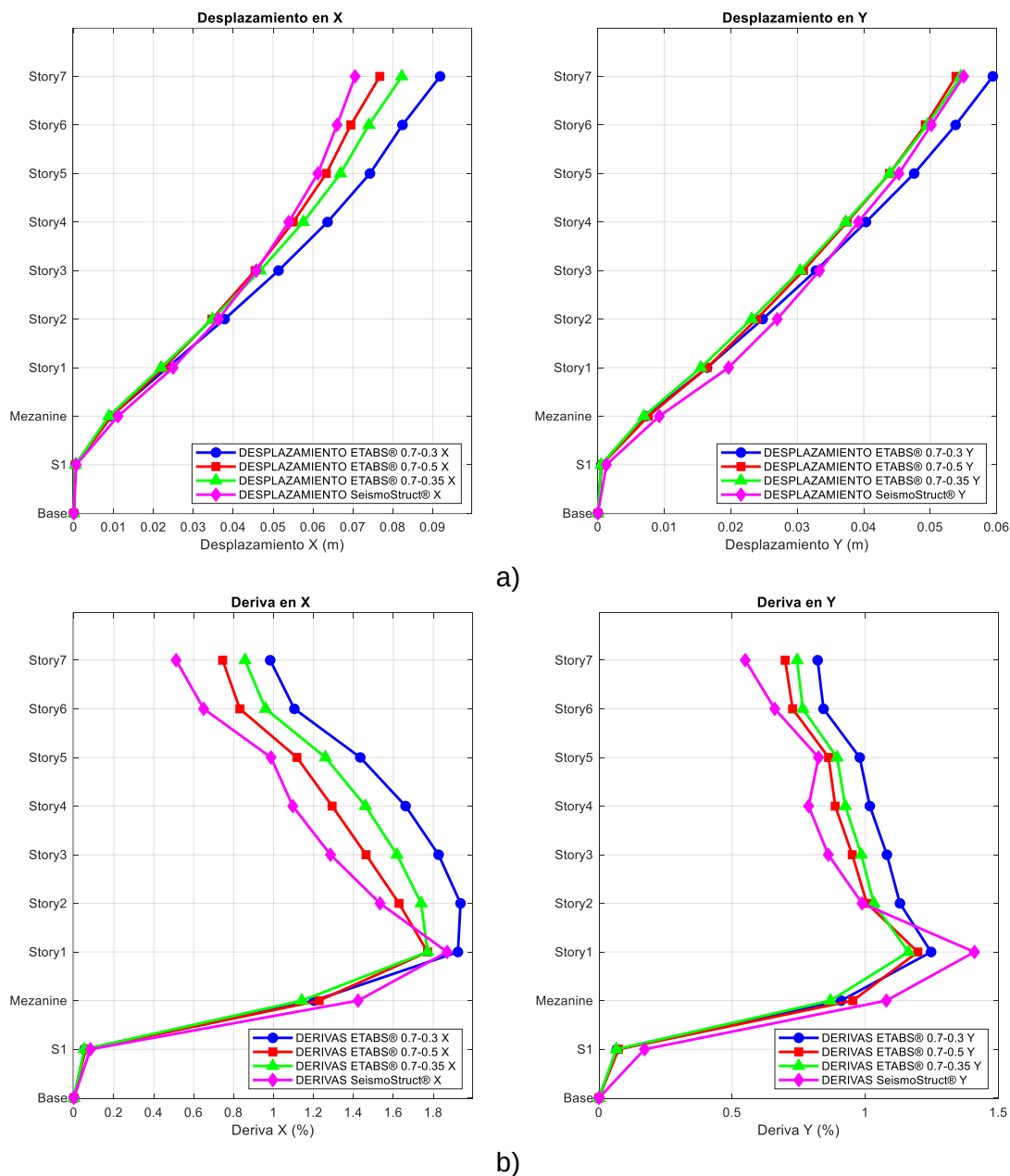
b)

Nota. Representación gráfica comparativa de las curvas de capacidad obtenidas mediante análisis pushover a) En dirección “X” b) En dirección “Y”.

La Figura 53 presenta la comparación de los desplazamientos y derivas entre los cuatro modelos desarrollados (tres en ETABS® y uno en SeismoStruct®).

Figura 53

Análisis comparativo de desplazamientos y derivas en los ejes X e Y para diferentes niveles de desempeño sísmico



Nota. a) Representación gráfica comparativa de los desplazamientos, b) Representación gráfica comparativa de las derivas.

Tabla 25

Comparación de Desplazamientos y Derivas en ETABS® (I3) y SeismoStruct®

Parámetro	Dirección	Piso	ETABS ® (I3)	SeismoStruct ®	Diferencia (%)
Desplazamiento (m)	X	Story 7	0.091888	0.070571	26.24
Desplazamiento (m)	Y	Story 7	0.059419	0.062891	5.68
Deriva (%)	X	Story 1	1.923	1.869	2.85
Deriva (%)	Y	Story 1	1.247	1.410	12.27

Nota. Comparación de los valores de desplazamientos y derivas obtenidos mediante los programas ETABS® y SeismoStruct®. Se muestran las diferencias porcentuales entre ambos programas para los parámetros considerados.

En la Tabla 25 se pueden apreciar las comparaciones de las derivas y desplazamientos máximos entre el modelo de SeismoStruct® y el modelo I3 de ETABS® debido a que este último da los valores de desplazamiento lateral y derivas de pisos máximos y con mayor diferencia al primero, obteniendo así las diferencias porcentuales. Sin embargo, se observó en la Tabla 25 que las mayores discrepancias en desplazamientos se producen en la dirección “X”. De esta manera se identifica mayor diferencia en el desplazamiento máximo en sentido “X”; y la menor diferencia es en la deriva máxima en sentido “X”.

Respecto a los resultados de las derivas de piso, tanto en los modelos analíticos efectuados en ETABS® como en SeismoStruct®, se nota que el tercer piso, etiquetado Story 1, muestra la mayor deriva. Es crucial subrayar que las derivas proyectadas no deben exceder el límite máximo del 2% fijado por la NEC-15. Los movimientos laterales observados en cada nivel indican un aumento con la altura, algo que se anticipa en estructuras de múltiples niveles.

También podemos señalar varias discrepancias como un análisis comparativo como se presenta a continuación.

Se observa una discrepancia significativa en el periodo fundamental que se obtuvo mediante el programa de ETABS® (0.859 s) en comparación con el resultado experimental (0.838 s) y el modelo de SeismoStruct® (0.839 s). Muestra una diferencia que se puede atribuir a la rigidez del diagrama momento-rotación integrado a partir de la fibra en ETABS® y a que este software trabaja con la norma ASCE 41-17, mientras que SeismoStruct® utiliza la norma ASCE 41-23.

El modelo de SeismoStruct® presenta una mayor similitud con el periodo fundamental experimental, con una diferencia del 0.12%.

Por lo general, el análisis comparativo muestra que el modelo de SeismoStruct® ofrece resultados más similares a los obtenidos en el experimento respecto al periodo fundamental de vibración. La divergencia detectada en ETABS® podría atribuirse a las variaciones en las reglas de diseño empleadas y al método de modelado de las rigideces de los componentes.

Capítulo V

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

El estudio llevado a cabo tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico del edificio administrativo de la ESPE, empleando tanto métodos experimentales como analíticos. El propósito central fue determinar si la estructura cumple con los niveles de desempeño esperados frente a diversos eventos sísmicos. Sin embargo, se presentó que para el punto de desempeño ocupacional no cumple para hacer un punto de ocupación inmediata. Para ello, la adecuada calibración se realizaron ensayos de vibración ambiental utilizando acelerómetros piezométricos uniaxiales, los cuales permitieron obtener las frecuencias representativas de la estructura. Asimismo, se efectuaron pruebas de pachometría con el fin de verificar el armado de los elementos estructurales.

Se logra concluir que, durante el transcurso de la investigación, el proceso de calibración de ETABS® y SeismoStruct® manifestó características notables del comportamiento del edificio. Los resultados experimentales guiaron, con gran detalle a la calibración de los modelos numéricos en donde hubo que tener mucho cuidado con ETABS®, debido a que cada modificación que se efectuaba a las propiedades de los materiales o a las inercias agrietadas representaba un cambio significativo en los resultados. Lo más destacable que han caracterizado esta investigación es que, aunque el edificio tiene un comportamiento satisfactorio, las derivas de piso han quedado consistentemente por debajo del límite del 2% establecido por la norma NEC-SE-DS-15. Sin embargo, resultó intrigante observar las diferencias entre los resultados de ambos programas, una discrepancia que abrió nuevas perspectivas sobre la importancia de la metodología en el análisis no lineal.

Las curvas de capacidad generadas por ambos softwares mostraron similitudes en la fase inicial, pero divergieron en la predicción de la capacidad máxima. SeismoStruct® demostró mayor precisión en la estimación del período fundamental de vibración, mientras que las

derivadas fueron comparables en ambos modelos, dando graficas que están dentro del rango de estas derivadas sin pasar lo que nos dice la norma ecuatoriana.

Al simular el comportamiento no lineal en ETABS®, es fundamental tener en cuenta cómo el agrietamiento del hormigón afecta la rigidez de la estructura durante un sismo. Para ello, se recurre al uso de inercias agrietadas, que implican ajustar manualmente las propiedades de los elementos estructurales en el software. Aunque este método es una aproximación y no captura por completo la complejidad del comportamiento no lineal, resulta una herramienta valiosa cuando se aplica con criterio y experiencia. Este proceso, aunque meticuloso, refleja la importancia de entender cómo responde una estructura ante situaciones extremas, como un terremoto, y cómo podemos prepararnos mejor para proteger vidas y edificaciones.

El ensayo de vibración ambiental da como resultado las frecuencias características de la estructura, por ende, se obtiene valores de periodos, por ello su utilidad en el área estructural, ya que mediante esta instrumentación se determina el periodo fundamental de la estructura en estudio y permite calibrar los modelos analíticos para determinar la respuesta estructural sísmica real de la edificación.

El nivel de desempeño del edificio administrativo, se da en función de lo establecido por American Society of Civil Engineers (2023a), es decir analizando el desempeño de la estructura ante un movimiento sísmico específico representado mediante puntos de desempeño en las curvas de capacidad presentadas que después de analizarse se concluye que el primer objetivo de desempeño establecido, de alcanzar un nivel operacional ante un nivel de peligro sísmico BSE-1E (sismo ocasional) no se cumple, ya que la deriva producida supera la deriva máxima considerada de 0.5%; para el segundo objetivo de alcanzar un nivel de ocupación inmediata ante un nivel de peligro sísmico BSE-2E (sismo raro) si se cumple, puesto que la deriva producida es menor a la máxima considerada de 2%. Y finalmente el tercer objetivo de alcanzar un nivel de seguridad de vida ante un peligro sísmico BSE-2N (sismo muy raro) si se

cumple, porque la deriva producida es menor a la deriva máxima considerada de 3% para un sismo máximo.

Las mayores diferencias en desplazamientos laterales absolutos se dan entre el modelo en SeismoStruct® y el modelo I3 de ETABS®; y de igual manera para el caso de las derivas, sin embargo, para el caso de la deriva máxima en el Story 1 para el sentido “X” e “Y” los modelos antes mencionados presentan valores cercanos, por el contrario, la deriva del modelo en SeismoStruct® presenta mayor diferencia con la deriva del modelo I2 de ETABS®. Las diferencias pueden deberse a distintos métodos de modelado no lineal entre los programas computacionales.

Recomendaciones

Respecto a la instrumentación del edificio, se recomienda previamente visitar y seleccionar los lugares para la ubicación de los sensores tomando en cuenta la longitud de los cables coaxiales y sus extensiones comunicar el uso de los establecimientos para tener acceso a ellos, así como solicitar que la edificación se encuentre en lo posible vacía, para evitar el tránsito de personal y produzca ruido que afecte el procesamiento de datos.

Para el procesamiento de datos obtenidos de la instrumentación se recomienda comprender lo que realiza cada programa, pues está compuesto por ciertas funciones y comandos cuya respuesta arrojada dependen de los valores que a criterio del usuario son los correctos para determinar las frecuencias características de la estructura.

Los resultados y la experiencia obtenida en este estudio señalan de manera evidente la necesidad de establecer un sistema de seguimiento estructural constante. La implementación de acelerómetros y sensores especializados no solo facilitaría la observación del comportamiento real de la estructura en situaciones habituales y durante los sucesos de sismos, sino que también sería un sistema esencial para corroborar los modelos numéricos elaborados. Además, este sistema posibilitaría la identificación precoz de cualquier variación en

las características dinámicas de la estructura, lo que, por ende, podría suministrar información vital para preservar la seguridad y el funcionamiento de la estructura.

Se recomienda desarrollar planes de emergencia y evacuación basados en los resultados del análisis estructural. Esto incluye identificar zonas seguras dentro del edificio y garantizar que las rutas de evacuación no se vean comprometidas durante un sismo.

Se recomienda evaluar a las edificaciones ya construidas para determinar su desempeño en función del tipo de uso de esta, considerando el nivel de amenaza sísmica de la zona en la que se ubica para identificar posibles daños en sus elementos estructurales y no estructurales futuros antes un movimiento telúrico, para de esta manera salvaguardar las vidas de los ocupantes y transeúntes de la edificación.

Un minucioso análisis de los resultados ha evidenciado que el enfoque basado en el método de las fibras surge como la alternativa más resistente para futuros análisis estáticos no lineales debido a que este método es más detallado por qué es lo más cercano a lo real. Este procedimiento demostró excelentes resultados al capturar la ausencia de elasticidad de los materiales, proporcionando una ilustración más fiel del comportamiento estructural frente a situaciones sísmicas extremas. Una de las ventajas más sobresalientes fue la significativa reducción en la necesidad de modificaciones manuales de parámetros como las inercias agrietadas; esto no solo facilitó la optimización del tiempo de análisis, sino que también incrementó la exactitud en la predicción de períodos, desplazamiento y presentándonos una mayor resistencia en el gráfico de la curva de capacidad. No obstante, es crucial reconocer que el enfoque tradicional basado en simplificaciones normativas conserva su importancia sobre todo en etapas iniciales o cuando se requieren resultados rápidos; aunque cabe mencionar que puede dar lugar a estimaciones variables dependiendo de los supuestos asumidos.

Referencias bibliográficas

- Abrahamson, N. A., Silva, W. J., & Kamai, R. (2014). Update of the AS08 Ground-Motion Prediction equations based on the NGA-west2 data set. In *Pacific Engineering Research Center Report* (Issue May).
- Aguiar, R., Quizanga, D. M., & Chicaiza, A. (2017). *Espectros de Control para el Valle de los Chillos*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.30165.01767>
- Aguiar, R., Quizanga, D. M., & Chicaiza, A. (2018). *Espectros de Control para el Valle de los Chillos*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.30165.01767>
- Alvarado, A., Audin, L., Nocquet, J. M., Lagreulet, S., Segovia, M., Font, Y., Lamarque, G., Yepes, H., Mothes, P., Rolandone, F., Jarrín, P., & Quidelleur, X. (2014). Active tectonics in Quito, Ecuador, assessed by geomorphological studies, GPS data, and crustal seismicity. *Tectonics*, 33(2). <https://doi.org/10.1002/2012TC003224>
- American Concrete Institute. (2019). *ACI 318 19*.
- American Society of Civil Engineers. (2022a). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures : provisions*. American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2022b). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures : provisions*. American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (2023a). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784416112>

American Society of Civil Engineers. (2023b). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings : ASCE/SEI 41-23*. American Society of Civil Engineers.

Antayhua, Y., & Calderon José. (2023). *Estudio de vibración ambiental y su correlación con las unidades litológicas y permafrost en la Estación Científica Machu Picchu (ECAMP-Perú)*.

https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/4314/1/A7348-Estudio_vibracion_ambiental_permafrost_ECAMP-Antartida.pdf

Arcentales, N., & Yépez, V. (2020). *EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA DEL HOSPITAL NAVAL GENERAL HOSNAG SOMETIDO A VIBRACIÓN AMBIENTAL*.

Astudillo, C. (2023). *UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA SEDE QUITO CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO DE 4 PLANTAS CONSTRUIDA CON NORMA NEC 2000 Y 2015, UBICADO EN EL BARRIO FORESTAL MEDIA, PARROQUIA LA FERROVIARIA, CANTÓN QUITO, PROVINCIA PICHINCHA 2022-2023*.

Ballesteros-Salazar, K. S., Caizaguano-Montero, D. G., Haro-Báez, A. G., &

Toulkeridis, T. (2022a). Case Study of the Application of an Innovative Guide for the Seismic Vulnerability Evaluation of Schools Located in Sangolquí, Interandean Valley in Ecuador. *Buildings*, 12(9).

<https://doi.org/10.3390/buildings12091471>

Ballesteros-Salazar, K. S., Caizaguano-Montero, D. G., Haro-Báez, A. G., &

Toulkeridis, T. (2022b). Case Study of the Application of an Innovative Guide for the Seismic Vulnerability Evaluation of Schools Located in Sangolquí,

Interandean Valley in Ecuador. *Buildings*, 12(9).

<https://doi.org/10.3390/buildings12091471>

Banco Interamericano de Desarrollo. (2020, August). *Perfil de riesgo de desastres por evento sísmico de Ecuador*. <https://publications.iadb.org/es/perfil-de-riesgo-de-desastres-por-evento-sismico-de-ecuador>

Bonilla, A., Cruz, O., Jingo, J., Obando, M., Villamarín, G., & Vizcaino, J. (2021). *Recomendaciones sísmicas basadas en reocupación posterior a terremoto y tiempo de recuperación funcional para mejorar entornos constructivos de edificaciones especiales*.

Cables Direct. (2019). *RG59 BNC Female to Female Coaxial Cable Coupler Adapter Connector*. <https://www.cablesdirectonline.com/rg59-bnc-female-to-female-coaxial-cable-coupler-adapter-connector/>

Cagua, B., Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). (7) (PDF) NUEVAS FUNCIONES DE CEINCI-LAB PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS DE ACERO ACORDE A LA NEC-15. https://www.researchgate.net/publication/349948597_NUEVAS_FUNCIONES_DE_E_CEINCI-LAB_PARA_EL_ANALISIS_Y_DISENO_DE_PORTICOS_DE_ACERO_ACORD_E_A_LA_NEC-15

CAHUANA, M., & CCASO, G. (2021). UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL TESIS “DESEMPEÑO SÍSMICO APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL MÓDULO III DE LA COMISARÍA DE CIUDAD NUEVA, TACNA 2021” PARA OPTAR: TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL PRESENTADO POR: Bach. MERY CRISTINA CAHUANA
CÁCERES.

Campbell, K. W., & Bozorgnia, Y. (2013). NGA-West2 Campbell-Bozorgnia Ground Motion Model for the Horizontal Components of PGA , PGV , Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 to 10 sec. *PEER Report 2013/06, May*.

Chicaiza, A. (2016). *ESPECTROS DE CONTROL PARA EL VALLE DE LOS CHILLOS*.

Chiou, B. S. J., & Youngs, R. R. (2014). Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthquake Spectra*, 30(3). <https://doi.org/10.1193/072813EQS219M>

Cunalata Vásquez, F. E., & Caiza Sánchez, P. E. (2022a). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1). <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>

Cunalata Vásquez, F. E., & Caiza Sánchez, P. E. (2022b). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1). <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>

Dong, H., Han, Q., Du, X., Cheng, S., & He, H. (2021). Inelastic response spectra of self-centering structures with the flag-shaped hysteretic response subjected to near-fault pulse-type ground motions.

Https://Doi.Org/10.1177/87552930211000359, 37(4), 2767–2794.

<https://doi.org/10.1177/87552930211000359>

- Editorial Team. (2024, October 31). *Structural Health Monitoring (monitoreo estructural)*. <https://biblus.accasoftware.com/es/structural-health-monitoring-monitoreo-estructural-todo-lo-que-ienes-que-saber/>
- Estêvão, J. M. C. (2018). Feasibility of Using Neural Networks to Obtain Simplified Capacity Curves for Seismic Assessment. *Buildings* 2018, Vol. 8, Page 151, 8(11), 151. <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS8110151>
- GEOTECH. (2020). *Escáner de hormigón 1700 3D*. <https://geotechru.com/oko-3-gpr-with-control-processing-unit-7/>
- Granados, H. D., Miranda, P. J., Núñez, G. C., Alzate, B. P., Mothes, P., Roa, H. M., Cáceres Correa, B. E., & Ramos, J. C. (2021). Hazards at ice-clad volcanoes: Phenomena, processes, and examples from Mexico, Colombia, Ecuador, and Chile. *Snow and Ice-Related Hazards, Risks, and Disasters*, 597–639. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-817129-5.00016-0>
- Gutiérrez Reyes, D. E., & Pilco Rodríguez, G. A. (2023). *Homologación de espectros de diseño sísmico multi-período del ASCE 7-22 para sitios específicos del Ecuador*. <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/10602>
- Ingeniería Omega, Inc. (2024). *¿Cómo medir la aceleración?* <https://www.omega.com/en-us/resources/accelerometers>
- Izquierdo, R., & Mendoza, J. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico en una edificación de dos niveles ubicada en el departamento de Lambayeque, aplicando el procedimiento no lineal estático*.
- Martínez, M. (2021). *¿Qué es la transformada de Fourier y para qué sirve?* <https://www.nobbot.com/que-es-la-transformada-de-fourier-y-para-que-sirve/>

Mathworks. (2024). *Transformadas de Fourier*.

<https://es.mathworks.com/help/matlab/math/fourier-transforms.html>

MIDUVI, & CAMICON. (2015a). *NEC-SE-CG CARGAS (NO SÍSMICAS)*.

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>

MIDUVI, & CAMICON. (2015b). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.

National Instruments. (2019a). *Módulo de entrada analógica*. <https://www.ni.com/es-cr/shop/category/sound-and-vibration.html?productId=118141>

National Instruments. (2019b). *NI cDAQ-9174 CompactDAQ Chassis*.

<https://www.ni.com/es-cr/shop/model/cdaq-9174.html>

NEC. (2015a). *3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2*.

NEC. (2015b). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.

NEC. (2015c). *RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN, REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/6.-NEC-SE-RE-Riesgo-sismico.pdf>

Núñez, J. (2024, February 14). *¿Qué es Columna Fuerte Viga Débil? - El Ingeniero*.

<https://noticiaselingeniero.com/que-es-columna-fuerte-viga-debil/>

Olmedo-Cueva, J. P., & Haro, A. G. (2023). Fundamento normativo para la evaluación sísmica de edificaciones basada en resiliencia. Caso de estudio: edificio de mediana altura de concreto armado, reforzado después del sismo de Ecuador del 16 de abril de 2016. *DYNA*, 90(229), 159–169.

<https://doi.org/10.15446/dyna.v90n229.109648>

Pacific Earthquake Engineering Center. (2017). *TBI Tall Buildings Initiative Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*.

PCB Piezotronics. (2019). *Acelerómetro piezométrico PCB 393B04*.

<https://www.pcb.com/products?m=393b04>

Saavedra, C. (2016). *Verificación del cortante basal según Covenin 1756-2001*.

[https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-](https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/#:~:text=El%20cortante%20basal%20en%20una,vamos%20acercando%20a%20la%20base.)

[2001/#:~:text=El%20cortante%20basal%20en%20una,vamos%20acercando%20a%20la%20base.](https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/#:~:text=El%20cortante%20basal%20en%20una,vamos%20acercando%20a%20la%20base.)

Soleimani-Babakamali, M. H., & Zaker Esteghamati, M. (2022). Estimating seismic demand models of a building inventory from nonlinear static analysis using deep learning methods. *Engineering Structures*, 266, 114576.

<https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114576>

SUÁREZ, R. (2021). *UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA FACULTAD DE CIENCIA DE LA INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL TUTOR*.

Ulcuango, D., & Haro, A. G. (2024). Evaluation of the Seismic Performance of a Dual Reinforced Concrete System with Different Levels of Torsional Irregularity.

Revista Politecnica, 53(1), 83–98. <https://doi.org/10.33333/rp.vol53n1.08>

Untuña, C. (2021). *Evaluación sísmica basada en desempeño según FEMA P-58 del Hospital General Docente Ambato*.

Vargas, J. (2021). *ANÁLISIS DE INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA Y PROPUESTA DE MEJORA PREVENTIVA COMPARADO CON LOS PAÍSES DEL CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO.*

Vázquez Lorenzana, C. (2022). *Transformada de Fourier.*

<https://dcb.ingenieria.unam.mx/wp-content/themes/temperachild/CoordinacionesAcademicas/CA/MA/MaterialDigital/materialT3.pdf>

Villarreal, G., & Aguila, C. (2021). SOIL-STRUCTURE INTERACTION AND ITS INFLUENCE ON THE SEISMIC RESPONSE OF RC BUILDINGS. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26, 426–471.

<https://doi.org/10.24133/riie.v26i3.2336>