



BUAP

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE
PUEBLA**

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación Estudios de Posgrado

**“Calibración de modelos analíticos de un
edificio rehabilitado”**

TESIS

Que para obtener el grado de

**MAESTRO EN INGENIERÍA CON OPCIÓN TERMINAL
EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

Ing. Felipe Santiago Baltazar

Director de tesis:

Dr. José Camargo Pérez

Codirector de tesis:

M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo

Puebla, Pue.

Abril 2024



BUAP

Oficio No. SIEP/0095/2024

C. Felipe Santiago Baltazar

Matrícula 222470054

Pasante de la Maestría en Ingeniería

con opción terminal en Estructuras

Facultad de Ingeniería, BUAP.

Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: Calibración de modelos analíticos de un edificio rehabilitado. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Director de tesis al Dr. José Camargo Pérez y Codirector al M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"

H. Puebla de Zaragoza, a 15 de enero de 2024.

M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora

Director



C.c.p. Dr. José Camargo Pérez y M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director y Codirector del tema de tesis.

C.c.p. Archivo
AEPS/JPHT/sco*

Facultad
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING - 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
222 229 55 00 Ext. 7610



BUAP

Oficio No. SIEP/022/2024


Mtro. Alfredo Avendaño Arenaza
Director General de Bibliotecas
Presente

Por este medio me permito saludarle y, al mismo tiempo, me dirijo a usted para informarle que la tesis con título **“Calibración de modelos analíticos de un edificio rehabilitado”**, ha sido avalada bajo los preceptos de integridad académica; por tanto, se autoriza la impresión de tesis del alumno:

Nombre del alumno: Felipe Santiago Baltazar
Matricula: 222470054
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ingeniería con Opción Terminal en Estructuras

Sin más por el momento, agradezco la atención al presente.

Atentamente
“Pensar bien, para vivir mejor”
H. Puebla de Z., a 15 de abril de 2024


M. I. Ana Elena Posada Sánchez
Secretaria de Investigación y Estudios
de Posgrado


Dr. José Camargo Pérez
Director de tesis


M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo
Codirector de tesis

Facultad
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING-4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
222 229 55 00 Ext. 7610

DEDICATORIA

Este proyecto de investigación está dedicado principalmente a todos aquellos que se interesan por el desarrollo de la ingeniería estructural en nuestro país y a nivel mundial. Para quienes buscan seguir adquiriendo y transmitiendo conocimiento para mejorar nuestro entorno.

A mi familia, que siempre me ha apoyado incondicionalmente y me ha enseñado los valores que actualmente forman parte de mí. A mis padres que me dieron la oportunidad de estudiar una profesión como lo es la ingeniería civil. A mi esposa Mary, quien me acompañó durante mis noches de desvelo y siempre con un gran cariño alentándome para lograr concluir el posgrado.

A mis amigos y conocidos, que siempre me dieron palabras de aliento para dar mi máximo esfuerzo y siempre seguir hacia adelante.

A todos muchas gracias.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. José Camargo Pérez, por su dedicación y seguimiento a este proyecto de investigación, por su paciencia y ganas de transmitir su conocimiento, además de su vasta experiencia en temas de dinámica estructural e ingeniería sísmica.

Al maestro Edgar Iram Villagrán Arroyo, por su apoyo durante el desarrollo de este trabajo, por su paciencia como docente y siempre en pro de formar estudiantes mejor preparados para la práctica profesional. Un honor haber sido su alumno durante la licenciatura y años después durante el posgrado.

A la maestra Ana María Sanchez, por proporcionar sus datos obtenidos de las propiedades dinámicas de la estructura del edificio rehabilitado.

Al maestro Raúl Hernández, por brindarme su amistad y apoyo con su conocimiento y consejos durante el estudio de mis materias de posgrado.

A mis compañeros de trabajo, particularmente a Mauricio Villegas, por brindarme su amistad y apoyo.

A mis compañeros de posgrado Sayuri Barranco, Bruno Rendón y Angel Gutiérrez, por su apoyo y convivencia durante el transcurso de nuestros estudios.

A la Facultad de Ingeniería de Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, por brindarme la oportunidad de cursar la maestría en ingeniería con opción terminal en estructuras.

Al CONACYT por el apoyo económico brindado durante mis estudios de posgrado.

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABLAS	XV
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XIX
INTRODUCCIÓN	XX
1 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	1
1.1 Localización	1
1.2 Estructura post sismo sin rehabilitar	2
1.2.1 Antecedentes	2
1.2.2 Descripción arquitectónica	4
1.2.3 Sistema estructural	8
1.2.4 Daños registrados en las estructuras a razón del sismo de 19 de septiembre de 2017	11
1.3 Estructura post sismo rehabilitada	14
1.3.1 Antecedentes	14
1.3.2 Sistema estructural reforzado	16
2 CALIBRACIÓN DE MODELOS ANALÍTICOS	22
2.1 Antecedentes	22
2.2 Identificación de los parámetros dinámicos mediante vibración ambiental	23
2.3 Metodología para la calibración de modelos analíticos	27
Instrumentación	27
Pruebas de vibración ambiental	28
Parámetros que intervienen en la calibración del modelo	29
Programas de análisis	34
Solución de problema propio	34
Cálculo de la frecuencia	35
2.4 Modelos analíticos de la estructura post sismo sin rehabilitación	35
2.4.1 Consideraciones generales de análisis	35
2.5 Modelos analíticos de la estructura post sismo rehabilitada	42

3	DESCRIPCIÓN Y RESULTADOS DE LOS MODELOS CALIBRADOS	44
3.1	Modelos analíticos calibrados del edificio sin refuerzo.	44
3.1.1	Modelo esquelético para vibración ambiental.	44
3.1.2	Modelo esquelético + muros transversales extremos.	47
3.1.3	Modelo con muros de extremo, muros laterales en cubo de escalera y rampa de escalera.....	48
3.1.4	Modelo todos los muros transversales y rampa de escalera.	50
3.1.5	Modelo completo, todos los muros transversales y longitudinales. .	51
3.1.6	Modelos calibrados bajo consideración de zona rígida.	53
3.1.6.1	Modelo calibrado zona rígida viga-columna al 50% en dirección longitudinal (x).	54
3.1.6.2	Modelo calibrado zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis (x), (z).....	55
3.1.7	Modelo calibrado con módulo de elasticidad de diseño para la mampostería.	57
3.2	Modelos calibrados del edificio ING-4 rehabilitado.	58
3.2.1	Modelo calibrado reforzado sin considerar zona rígida.	58
3.2.2	Modelo calibrado reforzado considerando zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis (x), (z).	60
3.2.3	Modelo calibrado reforzado, con módulo de elasticidad de diseño para la mampostería.....	61
3.3	Formas modales de la edificación.	63
3.3.1	Formas modales del edificio sin rehabilitación.	63
3.3.2	Formas modales del edificio rehabilitado.....	68
4	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	74
4.1	Comparativa de frecuencias experimentales versus frecuencias analíticas del edificio sin rehabilitación.	75
4.1.1	Comparativa, modelo esquelético para vibración ambiental.....	75
4.1.2	Comparativa, modelo esquelético + muros transversales extremos. .	76
4.1.3	Comparativa, modelo con muros de extremo, muros laterales en cubo de escalera y rampa de escalera.	76

4.1.4	Comparativa, modelo todos los muros transversales y rampa de escalera	77
4.1.5	Comparativa, modelo completo, todos los muros transversales y longitudinales.	78
4.1.6	Comparativa, modelo calibrado zona rígida viga-columna al 50% en dirección longitudinal (x).	79
4.1.7	Comparativa, modelo calibrado zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis (x), (z).	80
4.2	Comparativa de frecuencias experimentales <i>versus</i> frecuencias analíticas del edificio rehabilitado.....	80
4.2.1	Comparativa, modelo calibrado reforzado sin considerar zona rígida.	81
4.2.2	Comparativa, modelo calibrado reforzado considerando zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis.	81
4.3	Comparativa de las formas modales obtenidas de manera analítica vs las experimentales, para el modelo rehabilitado REF_M_ZR100%.....	82
5	ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA.	88
5.1	Modelos para análisis sísmico.	91
5.1.1	Modelo sin refuerzo SR_M_transv_todos_rmpM_ED.....	92
5.1.2	Modelo reforzado REF_M_SINZR_ED.....	92
5.2	Perfiles de distorsión con espectro de diseño regional transparente.	93
5.2.1	Modelo sin refuerzo SR_M_transv_todos_rmpM_ED, espectro de diseño regional transparente.	93
5.2.2	Modelo edificio rehabilitado REF_M_SINZR_ED, espectro de diseño regional transparente.....	96
5.3	Perfiles de distorsión con espectro de diseño regional reducido.	100
5.3.1	Modelo sin refuerzo SR_M_transv_todos_rmpM_ED, espectro de diseño regional reducido.....	100
5.3.2	Modelo con refuerzo REF_M_SINZR_ED, espectro de diseño regional reducido.	105
6	CONCLUSIONES.....	110

Bibliografía..... 120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Localización satelital del edificio ING-4 de la FI-BUAP. (Fuente Google Maps, 2023).....	1
Figura 1.2. Vista lateral del edificio ING-4. (Fuente autoría propia, 2022).....	2
Figura 1.3. Sección transversal, zona de escaleras del Edificio ING-4. Fuente autoría propia, 2023.	5
Figura 1.4. Planta arquitectónica baja. Fuente autoría propia, 2023.	6
Figura 1.5. Primer y segundo nivel. Fuente autoría propia, 2023.	7
Figura 1.6. Modelo tridimensional del edificio ING-4, nótese la apertura en la losa de la azotea. Fuente autoría propia, 2023.....	8
Figura 1.7. Fotografía que muestra el capitel de acero para la conexión de la losa. Fuente autoría propia, 2022.	9
Figura 1.8. Fotografía que muestra las traveses metálicas que soportan la escalera. Fuente autoría propia, 2022.....	10
Figura 1.9. Fotografía que muestra los parasoles, fachada posterior. Fuente autoría propia, 2022.	11
Figura 1.10. Mapa de intensidad PGA (Pick Ground Acceleration/Aceleración máxima del terreno). Fuente: (Unidad de Instrumentación Sísmica, 2017).....	12
Figura 1.11. Epicentros en los eventos sísmicos en la región central de México reportados en el catálogo del Sistema Sismológico Nacional SSN. Fuente (Servicio Sismológico Nacional, 2017).....	13
Figura 1.12. Imagen que ejemplifica el comportamiento del desplazamiento del sistema de piso en estructuras de plantas alargadas. Fuente: NTC-Diseño por Sismo 2017.	15
Figura 1.13. Elevación de marco longitudinal eje 1, localización de contravientos entre ejes A-B y G-H. Fuente autoría propia, 2023.....	17
Figura 1.14. Contravientos en forma de X (concéntricos) y V invertida (Excéntricos). Fuente autoría propia, 2023.....	17
Figura 1.15. Elevación de marco longitudinal eje 2, localización de contravientos entre ejes A-B y G-H. Fuente autoría propia, 2023.....	18
Figura 1.16 Elevación de marco transversal eje H, localización de contravientos entre ejes 1 y 2. Fuente autoría propia, 2023.....	18

Figura 1.17. Elevación de marco transversal eje A. Fuente autoría propia, 2023.....	19
Figura 1.18. Conexión del contraviento en su extremo inferior hacia la columna y losa. Para el caso de la placa horizontal, no se observa algún sistema de anclaje hacia la losa, ni tampoco reforzamiento local. Fuente autoría propia, 2022.....	20
Figura 1.19. Conexión de contraviento excéntrico mediante placas soldadas en T, fijadas hacia la losa. Fuente autoría propia, 2022.	21
Figura 1.20. Placa superior de conexión de contraviento excéntrico del nivel inferior en losa. Fuente autoría propia, 2022.....	21
Figura 2.1. Extracto de la norma, cálculo del módulo de elasticidad a flexión. Fuente: (Gobierno del distrito federal, 1966).....	37
Figura 2.2. Módulo de losa aligerada considerado para la estimación del peso propio por m ² . Fuente autoría propia, 2023.....	40
Figura 3.1. Modelo tridimensional (SR_SinmurosM), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	45
Figura 3.2. Sección compuesta columna de acero, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	45
Figura 3.3. Sección compuesta traveses de acero, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	46
Figura 3.4. Modelo tridimensional (SR_MurosextremoplM), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	47
Figura 3.5. Modelo tridimensional (SR_MurotransvrmpM), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	49
Figura 3.6. Modelo tridimensional (SR_M_transv_todos_rmpM) imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	50
Figura 3.7. Modelo tridimensional (SR_M_transvt&longtrmpM), fachada principal, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	52
Figura 3.8. Modelo tridimensional (SR_M_transvt&longtrmpM) fachada posterior, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	53
Figura 3.9. Modelo tridimensional (SR_M_ZR50%X), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	55

Figura 3.10. Modelo tridimensional (SR_M_ZR100%XZ), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	56
Figura 3.11. Modelo tridimensional (REF_M_SINZR), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	59
Figura 3.12. Modelo tridimensional (REF_M_ZR100%), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	60
Figura 3.13. Modelo tridimensional (REF_M_SINZR_ED), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	62
Figura 3.14. Primer modo de vibrar de traslación en dirección X (SR_M_ZR100%XZ), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.	63
Figura 3.15. Primer modo de vibrar de traslación en dirección X (SR_M_ZR100%XZ), vista en elevación, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022..	64
Figura 3.16. Forma modal, modo 1 en traslación dirección X (SR_M_ZR100%XZ). Fuente autoría propia, 2022.....	64
Figura 3.17. Primer modo de vibrar de traslación en sentido transversal Z (SR_M_ZR100%XZ), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	65
Figura 3.18. Primer modo de vibrar de traslación en sentido transversal Z (SR_M_ZR100%XZ), vista en isométrico, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	65
Figura 3.19 y 3.20. Forma modal, modo 1 en traslación sentido transversal Z (SR_M_ZR100%XZ). Fuente autoría propia, 2022.	66
Figura 3.21 Primer modo de vibrar de torsión (SR_M_ZR100%XZ), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	67
Figura 3.22 Primer modo de vibrar de torsión, vista en isométrico (SR_M_ZR100%XZ), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	67
Figura 3.23 y 3.24. Forma modal, modo 1 de torsión (SR_M_ZR100%XZ). Fuente autoría propia, 2022.....	68
Figura 3.25. Primer modo de vibrar de traslación en sentido longitudinal X (REF_M_ZR100%), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	69

Figura 3.26. Primer modo de vibrar de traslación en sentido longitudinal X (REF_M_ZR100%), vista en elevación, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	69
Figura 3.27. Forma modal, modo 1 en traslación en sentido longitudinal X (REF_M_ZR100%). Fuente autoría propia, 2022.....	70
Figura 3.28. Primer modo de vibrar de traslación en sentido transversal Z (REF_M_ZR100%), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	70
Figura 3.29. Primer modo de vibrar de traslación en sentido transversal Z (REF_M_ZR100%), vista en isométrico, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	71
Figura 3.30. Forma modal, modo 1 en traslación en sentido transversal Z (REF_M_ZR100%). Fuente autoría propia, 2022.....	71
Figura 3.31 Primer modo de vibrar de torsión, vista en planta (REF_M_ZR100%), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	72
Figura 3.32 Primer modo de vibrar de torsión, vista en isométrico (REF_M_ZR100%), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.....	73
Figura 3.33 y 3.34. Forma modal, modo 1 de torsión (REF_M_ZR100%). Fuente autoría propia, 2022.....	73
Figura 4.1 y 4.2. Configuraciones modales experimentales para el edificio rehabilitado, (representativas del intervalo de frecuencias correspondiente al modo), dirección transversal. Fuente: Lopez, 2023.	83
Figura 4.3 y 4.4. Configuraciones modales obtenidas de la calibración del modelo analítico, para el edificio rehabilitado (frecuencias representativas de los dos primeros modos), dirección transversal. Fuente autoría propia, 2022.....	83
Figura 4.5 y 4.6. Configuraciones modales experimentales para el edificio rehabilitado (representativas del intervalo de frecuencias correspondiente al modo), dirección longitudinal. Fuente: Lopez, 2023.....	84
Figura 4.7 y 4.8. Configuraciones modales obtenidas de la calibración del modelo analítico (frecuencias representativas de los dos primeros modos), para el edificio rehabilitado, dirección longitudinal. Fuente autoría propia, 2022.....	84

Figura 4.9. Configuración modal experimental para el edificio rehabilitado (representativas del intervalo de frecuencias correspondiente al modo), modo de torsión. Fuente: Lopez, 2023.	85
Figura 4.10 y 4.11 Configuraciones modal obtenida de la calibración del modelo analítico, para el edificio rehabilitado (frecuencias representativas del primer modo), modo de torsión. Fuente autoría propia, 2022.	85
Figura 5.1. Espectro de respuesta en roca. Fuente: PRODISIS (Mena & Rocha, 2015).....	90
Figura 5.2. Espectro de Diseño Transparente Regional. Fuente: PRODISIS (Mena & Rocha, 2015).....	91
Figura 5.3. Perfil de distorsiones en dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H). Fuente: autoría propia, 2023.	94
Figura 5.4. Perfil de distorsiones en dirección transversal Z (eje A). Fuente: autoría propia, 2023.	95
Figura 5.5. Perfil de distorsiones en dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H). Fuente: autoría propia, 2023.	97
Figura 5.6. Perfil de distorsiones en dirección longitudinal Z (eje A), (eje D) y (eje H). Fuente: autoría propia, 2023.	98
Figuras 5.7 a, b y c. Comparativa de perfiles de distorsiones dirección longitudinal X, modelos (SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.	99
Figuras 5.8 a, b y c. Comparativa de perfiles de distorsiones dirección transversal Z, modelos (SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023. .	99
Figuras 5.9. Perfiles de distorsiones dirección longitudinal X, modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente: autoría propia, 2023.	104
Figuras 5.10. Perfiles de distorsiones dirección transversal Z, modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente: autoría propia, 2023.	105
Figuras 5.11. Perfiles de distorsiones dirección longitudinal X, modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.	107
Figuras 5.12. Perfiles de distorsiones dirección transversal Z, modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.	108

Figuras 5.13 a, b y c. Comparativa de perfiles de distorsiones dirección longitudinal X, modelos (SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.	109
Figuras 5.14 a, b y c. Comparativa de perfiles de distorsiones dirección transversal Z, modelos (SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Coeficiente sísmico a considerar para el análisis estático, para estructuras del grupo B. Fuente: Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (Gobierno del distrito federal, 1966).....	3
Tabla 2.1. Frecuencias de vibrar experimentales del edificio sin refuerzo. Fuente: (Polanco, 2020).....	25
Tabla 2.2. Frecuencias de vibrar experimentales del edificio reforzado. Fuente: (López, 2023).....	26
Tabla 2.3. Estimación del peso propio de la losa aligerada. Fuente autoría propia, 2023. ..	40
Tabla 2.4. Estimación de la sobrecarga muerta en losas de entrepiso (salones). Fuente autoría propia, 2023.....	41
Tabla 2.5. Estimación de la sobrecarga muerta en losas de entrepiso (pasillos). Fuente autoría propia, 2023.....	41
Tabla 2.6. Estimación de la sobrecarga muerta en losas de azotea (salones). Fuente autoría propia, 2023.....	41
Tabla 2.7. Estimación de la sobrecarga muerta en losas de azotea (pasillos). Fuente autoría propia, 2023.....	42
Tabla 3.1. Resultados de frecuencias obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.....	46
Tabla 3.2. Resultados de frecuencias (SR_MurosextremopIM) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	47
Tabla 3.3. Resultados de frecuencias (SR_MurotransvrmpM) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	49

Tabla 3.4. Resultados de frecuencias (SR_M_transv_todos_rmpM) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	50
Tabla 3.5. Resultados de frecuencias (SR_M_transvt&longtrmpM) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	52
Tabla 3.6. Resultados de frecuencias (SR_M_ZR50%X) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	54
Tabla 3.7. Resultados de frecuencias (SR_M_ZR100%XZ) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	56
Tabla 3.8. Resultados de frecuencias (SR_M_transv_todos_rmpM_ED) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	58
Tabla 3.9. Resultados de frecuencias (REF_M_SINZR) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	59
Tabla 3.10. Resultados de frecuencias (REF_M_ZR100%) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	61
Tabla 3.11. Resultados de frecuencias (REF_M_SINZR_ED) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.	62
Tabla 4.1. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_SinmurosM). Fuente autoría propia, 2022.	75
Tabla 4.2. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_MurosextremoplM). Fuente autoría propia, 2022.	76
Tabla 4.3. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_MurotransvrmpM). Fuente autoría propia, 2022.	77
Tabla 4.4. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_M_transv_todos_rmpM). Fuente autoría propia, 2022.	78
Tabla 4.5. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_M_transvt&longtrmpM). Fuente autoría propia, 2022.	78
Tabla 4.6. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_M_ZR50%X). Fuente autoría propia, 2022.	79
Tabla 4.7. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_M_ZR100%XZ). Fuente autoría propia, 2022.	80

Tabla 4.8. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (REF_M_SINZR). Fuente autoría propia, 2022.....	81
Tabla 4.9. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (REF_M_ZR100%). Fuente autoría propia, 2022.....	82
Tabla 5.1. Modelo de Velocidades y propiedades elásticas obtenido mediante método SPAC. Fuente: (Ontiveros M. , 2017)	89
Tabla 5.2. Distorsión de entrepiso en la dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.....	94
Tabla 5.3. Distorsión de entrepiso en la dirección transversal Z (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.	95
Tabla 5.4. Distorsión de entrepiso en la dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.	96
Tabla 5.5. Distorsión de entrepiso en la dirección transversal Z (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.	97
Tabla 5.6. Revisión de estado límite de servicio en la dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.	101
Tabla 5.7. Revisión de estado límite de servicio en la dirección transversal Z (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.....	102
Tabla 5.8. Revisión de estado límite para la seguridad contra colapso en la dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.....	103
Tabla 5.9. Revisión de estado límite de servicio en la dirección transversal Z (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.....	104
Tabla 5.10. Revisión de estado límite de servicio en la dirección longitudinal (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.	106
Tabla 5.11. Revisión de estado límite de servicio en la dirección transversal (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.	106
Tabla 5.12. Revisión del estado para la seguridad contra colapso en la dirección transversal (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.	107

Tabla 5.13. Revisión de estado límite para la seguridad contra colapso dirección transversal (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023... 108

RESUMEN

Se calibraron modelos analíticos para la obtención de la respuesta dinámica de un edificio de 3 niveles, en términos de frecuencias de vibrar y formas modales, se consideraron dos casos de estudio, el primero, para la estructura sin rehabilitación y el segundo para la estructura rehabilitada (reforzada debido a los daños generados por el sismo del 19 de septiembre del 2017), lo anterior, para condiciones de vibración ambiental. Se describe la metodología empleada para la calibración de los modelos analíticos, así como las consideraciones de los elementos estructurales y no estructurales que participan en la respuesta dinámica de la estructura. Con base en los resultados obtenidos de la calibración de modelos analíticos, se realiza la comparativa con los parámetros dinámicos obtenidos de manera experimental mediante pruebas de vibración ambiental, realizadas en dos trabajos de investigación previos.

Adicionalmente para fines de la estimación de la respuesta sísmica del edificio, se proponen modelos representativos de la estructura a un nivel de esfuerzos mayores y se someten a una excitación sísmica, con el fin de obtener perfiles de distorsiones y compararlos con los límites permisibles que establece la norma.

ABSTRACT

Analytical model updating to obtain the dynamic response of a 3-story building, in terms of vibrating frequencies and modal shapes were made, two study cases were considered, the first one, for the structure without rehabilitation and the second one for the rehabilitated structure (reinforced due to the damages generated by the earthquake of September 19, 2017), the above, in ambient vibration conditions. The methodology used for the calibration of the analytical models is described, as well as the considerations of the structural and non-structural elements involved in the dynamic response of the structure. Based on the results obtained from the calibration of analytical models, a comparison is made with the dynamic parameters obtained experimentally through ambient vibration tests, carried out in two previous research works.

Additionally, for the purpose of estimating the seismic response of the building, representative models of the structure at a higher stress level are proposed and subjected to seismic excitation, in order to obtain interstory drifts and compare them with the permissible limits established by the standard.

INTRODUCCIÓN

En nuestro planeta tierra han ocurrido y ocurren diversos fenómenos naturales, entre los más importantes, debido a la gran cantidad de daño que pueden generar se encuentran: terremotos, huracanes, tornados, ráfagas de viento, calor extremo, sequías, tormentas de nieve y hielo, etc. Las edificaciones que se han construido a lo largo de los años y que se siguen construyendo todos los días mediante nuevas tecnologías o procedimientos de construcción, e inclusive con métodos de análisis y diseño más refinados que como se indicaba en reglamentos anteriores a esta fecha, no están exentos de ser afectados por estos eventos.

Uno de los fenómenos naturales que ha tenido mayor impacto en magnitud del daño que se puede generar a nuestras edificaciones son los terremotos o sismos. Es por ello que el ser humano ha dedicado tiempo y recursos al estudio de este tipo de fenómenos, con el objetivo de conocer más sobre su comportamiento y de las afectaciones a las edificaciones que actualmente forman parte de nuestro entorno.

El tratar de predecir el comportamiento de una estructura ante una excitación sísmica, forma parte fundamental del diseño de una edificación. Derivando en la importancia de continuar con el estudio del comportamiento dinámico de las estructuras, no solo durante su etapa de diseño, sino también, una vez que la edificación ha sido construida a través del proyecto de ingeniería desarrollado para dicho fin e inclusive si ha sufrido una modificación en su estructuración mediante algún reforzamiento.

Actualmente en México y en el mundo, existen despachos de ingeniería estructural especializados en el análisis y diseño sísmico, que basan el diseño de la estructura en lo estipulado en los reglamentos de construcción locales o específicos de una ciudad o estado, haciendo uso de herramientas de cálculo como lo son programas comerciales de diseño estructural, en los cuales se realizan modelos analíticos generalmente tridimensionales, que tratan de reproducir la estructura lo más parecido a lo que físicamente será.

Los modelos matemáticos utilizados en los análisis dinámicos de las estructuras son idealizaciones necesarias para representar la respuesta de estructuras reales a diversas cargas dinámicas, (por ejemplo, fuertes terremotos, fuertes vientos, explosiones, etc.). Se pueden verificar realizando experimentos de estructuras a gran escala, por ejemplo, vibración ambiental y forzada, ambas pueden usarse para identificar las características estructurales, como las frecuencias de vibración, relaciones de amortiguamiento y formas modales. (Ivanovic, Trifunac, Novikova, Gladkov, & Todorovska, 2000). Con los datos obtenidos de forma experimental, se pueden llegar a calibrar modelos analíticos que representen de manera confiable el comportamiento dinámico de las estructuras.

Derivado del sismo del 19 de septiembre de 2017, el edificio de ingeniería denominado ING-4 localizado dentro de la Facultad de Ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP), sufrió daños importantes en sus elementos no estructurales y estructurales, para lo cual, hubo la necesidad de realizar un proyecto de reforzamiento que de alguna manera garantice la seguridad estructural de la edificación.

Para fines de conocer la modificación de los parámetros dinámicos de la estructura, se planteó por parte de investigadores de la facultad de ingeniería de la BUAP la obtención de los nuevos parámetros dinámicos de la estructura, para ello se realizaron una serie de mediciones de vibración ambiental mediante la instrumentación con acelerómetros. Mediante estas mediciones se obtuvieron frecuencias, periodos de la estructura y las formas modales de vibrar. Cabe mencionar que se han realizado 2 diferentes etapas de mediciones de vibración ambiental: la primera después de haberse registrado el sismo del 2017 (edificio sin rehabilitación), y la segunda después de haber sido intervenido (edificio rehabilitado mediante la adición de contravientos concéntricos tipo X y chevrón tipo V invertida principalmente).

El conocer los parámetros dinámicos de una estructura juega un papel importante en el diseño y/o reestructuración de ésta, dado que nuestras normas y reglamentos se basan particularmente en la obtención de los periodos fundamentales de la estructura para la selección de las ordenas espectrales y con esto predecir la demanda de la fuerza sísmica que

actúa sobre ella ante un evento sísmico. Es por ello la importancia de profundizar en estudios de este tipo, para poder fundamentar los estudios experimentales a través de modelos analíticos calibrados, que mediante estudios experimentales como los de vibración ambiental, nos den parámetros para calibrar modelos y tener una mayor certidumbre de la respuesta dinámica de la estructura. Es común en la práctica profesional despreciar elementos no estructurales y/o elementos estructurales que al final tienden a tener aportación de rigidez y cambian o modifican las frecuencias y periodos de la estructura, o en este caso la intervención mediante la adición de elementos estructurales como lo puede ser un proyecto de reforzamiento.

Se le da continuidad al análisis del edificio ING-4, dada la importancia de la edificación, y también por contar con un compendio de información de las diferentes etapas de medición de vibración ambiental, esto se vuelve fundamental para poder realizar el desarrollo de este proyecto de investigación.

Este proyecto de investigación busca realizar un estudio analítico del edificio antes y después de rehabilitado, obtener los parámetros dinámicos de la estructura y realizar una comparativa entre los resultados obtenidos mediante la metodología experimental y los modelos analíticos. Fundamentar los resultados del análisis experimental mediante la calibración de modelos analíticos y presentar los aspectos fundamentales que intervienen en la respuesta dinámica de la edificación, identificando la importancia de los modelos simplificados que generalmente se realizan en la práctica profesional. Se presentarán los aspectos fundamentales que intervienen en la respuesta del edificio y se emitirán recomendaciones. Con base en los modelos calibrados, se estimará el comportamiento dinámico ante futuros eventos sísmicos.

Se corroborará que los modelos calibrados mediante pruebas de vibración ambiental, son confiables para reproducir la respuesta dinámica de la estructura, y que con ello se pueden obtener modelos representativos de la práctica profesional para fines de análisis y diseño estructura



Figura 1.2. Vista lateral del edificio ING-4. (Fuente autoría propia, 2022)

1.2 Estructura post sismo sin rehabilitar

1.2.1 Antecedentes

Cuando se construyó el edificio, aproximadamente en 1968, el municipio no contaba con una reglamentación que contemplara criterios de diseño sísmico. El primer reglamento de construcciones para la ciudad de Puebla fue el documento denominado Ley de Construcciones del Estado de Puebla con fecha de publicación del 18 de junio de 1935, misma que sólo estipulaba 5 artículos. Posteriormente se publicó una versión en 1952 titulada Reglamento de Construcciones para el Estado de Puebla, sin embargo, esta seguía sin contemplar lineamientos de diseño sísmico (Sánchez, 2016), por lo que, podemos decir que el diseño de la edificación se realizó en función a un reglamento de construcciones, pero no basado en criterios de diseño sísmico del municipio.

Es importante mencionar que, para la fecha de construcción, lo más probable es que se haya tomado como referencia el reglamento de construcciones del entonces Distrito Federal, denominado “Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, (Gobierno del distrito federal, 1966), el cual ya contaba con un capítulo de diseño por sismo (Capítulo XXXI.- Diseño por sismos). En este capítulo ya se describía la importancia estructural y el tipo de estructuración en base al artículo 268.- Clasificación de los edificios., el cual clasificaba a la estructura de acuerdo a su uso como grupo A y estructuración tipo 1, (Gobierno del distrito federal, 1966).

También es importante mencionar que, para el caso del coeficiente sísmico a considerar en el diseño en aquellos años, se utilizó el artículo 270.- Coeficiente para diseño sísmico. A continuación, se presenta la tabla 1.1 con datos extraídos del “Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, (Gobierno del distrito federal, 1966), los cuales eran aplicables para el análisis estático de los edificios.

Tabla 1.1. Coeficiente sísmico a considerar para el análisis estático, para estructuras del grupo B. Fuente: Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (Gobierno del distrito federal, 1966).

Tipo de Estructuración	Zona de alta Compresibilidad	Zona de baja Compresibilidad
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.1

Estos coeficientes sísmicos, eran los mínimos a considerar, en el caso de estructuras del grupo A, estos valores se multiplicaban por un factor de 1.3. Y para las estructuras que clasificaban como grupo C el reglamento las eximía del diseño por sismo.

Para el diseño sísmico de la edificación es probable que se haya considerado un coeficiente sísmico de 0.04 multiplicado por el factor de importancia de 1.3. Cabe mencionar que el artículo 271.- Elección del tipo de análisis., en ese tiempo consideraba 3 métodos de análisis sísmico:

Artículo 272.- Método simplificado

Artículo 273.- Análisis estático

Artículo 27.- Análisis dinámico

Es importante resaltar, que estos 3 métodos debían cumplir ciertas restricciones las cuales han sido modificadas en los reglamentos actuales. Además, que, para el reglamento actual de la Ciudad de México (2017-2020), ha quedado fuera de uso el método simplificado de análisis sísmico (México G. d., 2017).

Por la fecha de construcción y dada las limitantes que se tenían con las herramientas de cálculo, es probable que el tipo de análisis sísmico que se usó en el diseño del edificio ING-4, obedezca a un análisis estático, en donde no era necesario conocer las propiedades dinámicas de la estructura, como el periodo fundamental de vibrar y/o las frecuencias de vibrar.

Derivado de lo anterior, particularmente hablando de edificios antiguos, se vuelve importante el conocer el comportamiento estructural a través de la obtención de los parámetros dinámicos y proporcione conocimiento de las frecuencias y modos de vibrar, para tener una mejor certidumbre de los posibles efectos que se pudieran presentar en ellas ante un evento sísmico en la actualidad.

1.2.2 Descripción arquitectónica

En la figura 1.3 se muestra una sección transversal de la planta arquitectónica del edificio ING-4, en donde se observa los 3 niveles. Y en la figura 1.4 la planta baja que está destinada a uso administrativo a partir del eje A al F y del eje F al H, cuenta con un lobby en donde los estudiantes pueden realizar diversas actividades. Las dimensiones en planta entre ejes son de 57.74 m de largo por 8 m de ancho. Las distancias entre ejes son de 8 m y 9.7 m entre ejes en zona de escalera. Se tiene un volado el cual funge como pasillo para acceso a los salones de clase, de 2.5 m de ancho. La altura al primer entrepiso a nivel de piso terminado es de 4.05 m y de 3.15 m para los entrepisos siguientes.

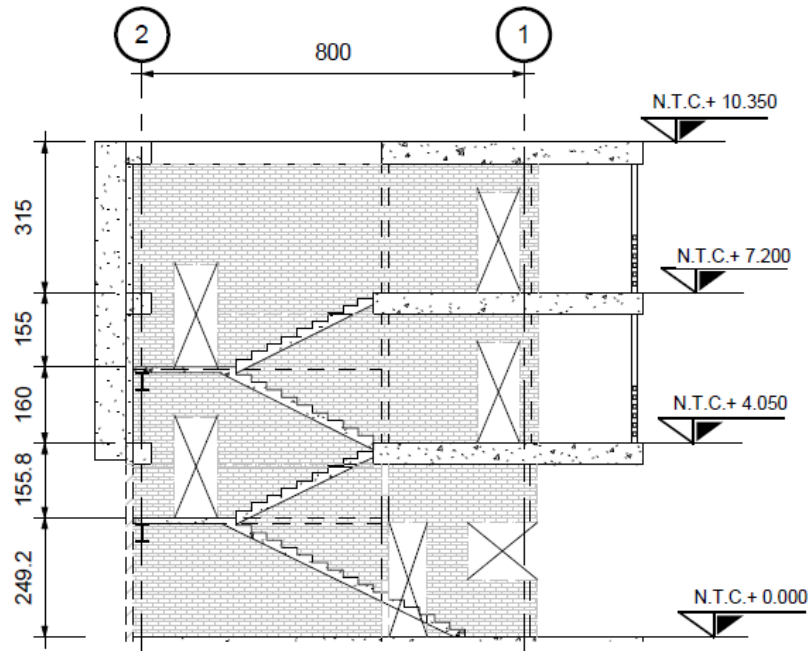


Figura 1.3. Sección transversal, zona de escaleras del Edificio ING-4. Fuente autoría propia, 2023.

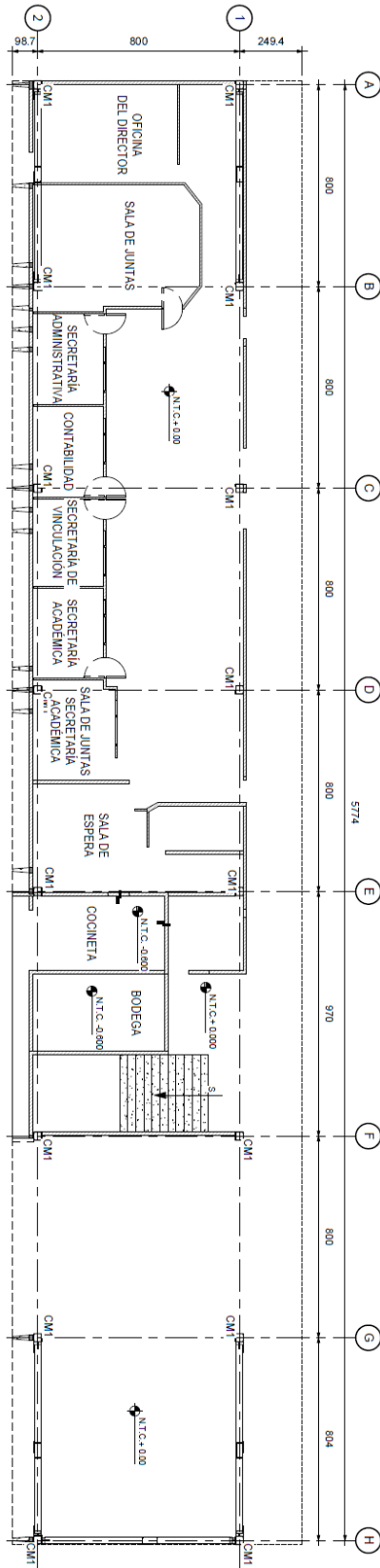


Figura 1.4. Planta arquitectónica baja. Fuente autoría propia, 2023.

En la planta del primer y segundo nivel, se alojan 6 aulas, un núcleo de sanitarios y un pequeño cuarto de servicio. (Figura 1.5)

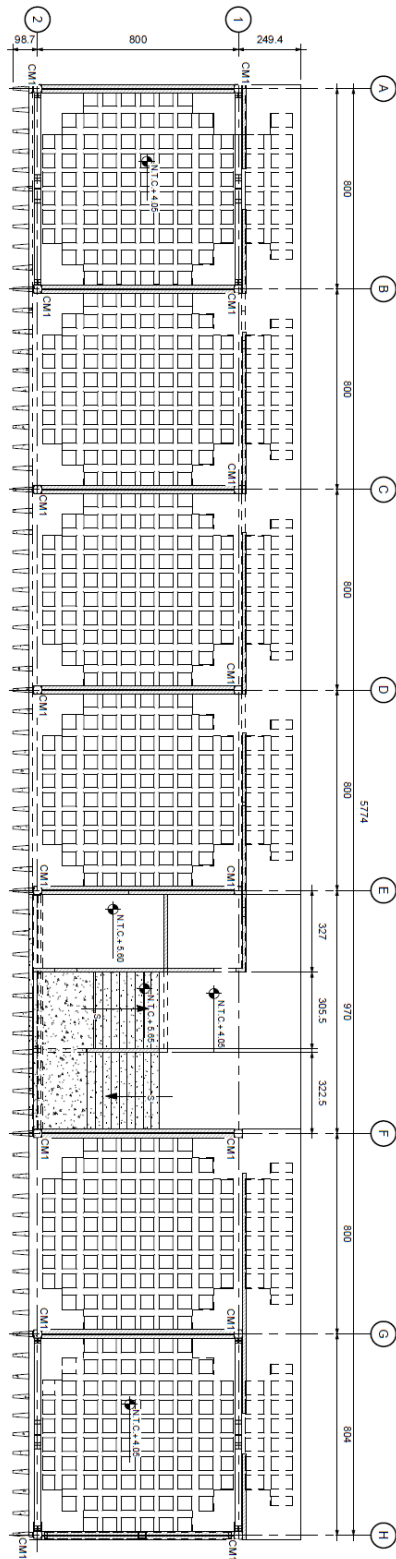


Figura 1.5. Primer y segundo nivel. Fuente autoría propia, 2023.

Finalmente, la losa de azotea presenta una apertura de aproximadamente 6.26 m de largo x 4.84 m de ancho que es la dimensión de la escalera. (Figura 1.6)

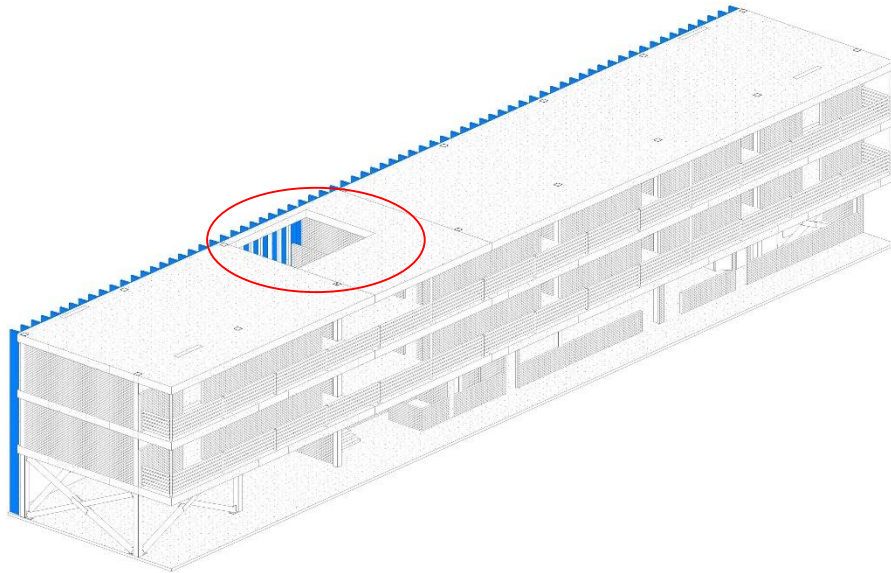


Figura 1.6. Modelo tridimensional del edificio ING-4, nótese la apertura en la losa de la azotea. Fuente autoría propia, 2023.

1.2.3 Sistema estructural

El sistema estructural está elaborado de columnas de acero de sección formada por 2 canales perfiles CE 305x44.64 kg/m, ligados por una cubreplaca de 13 mm de espesor y 30 cm de ancho en ambos lados, soldadas mediante cordones de soldadura intermitentes. La sección de la columna es cuadrada de dimensiones de 340x340 mm, de acero ASTM A-36.

El sistema de losa de entrepiso se forma por losas planas nervadas de 45 cm de peralte, se conectan directo a las columnas metálicas, cabe mencionar que no se cuenta con planos estructurales de construcción de la edificación (planos AS-BUILT) se puede observar en una de las columnas que está expuesta, que la losa se conecta hacia un capitel de acero (Figura 1.7).



Figura 1.7. Fotografía que muestra el capitel de acero para la conexión de la losa. Fuente autoría propia, 2022.

Para la construcción de las losas de entrepiso, es de conocimiento que se usaron casetones de fibra de vidrio, de dimensiones de 60cm x 60 cm x 40 cm, los cuales fueron retirados posteriormente al colado de dichas losas. La capa de compresión dado el peralte de la losa y el peralte del casetón se asume de 5 cm de espesor. De acuerdo a datos recabados de la inspección de la edificación, se sabe que los pasillos cuentan con un metal extruido que se colocó para evitar ver los vanos generados por los casetones, probablemente por requerimiento arquitectónico.

Las escaleras están construidas de concreto reforzado, se apoyan sobre traveses de acero de sección IR formada por 3 placas soldadas de dimensiones ancho de patín 290 mm, peralte 375 mm, espesor de patín 20 mm y espesor del alma 13 mm. Estas traveses metálicas además de ser el soporte de las escaleras, aportan rigidez al sistema estructural en el sentido longitudinal. Las escaleras se observan que se encuentran desligadas de los muros laterales, sin embargo, existe contacto entre la rampa de la escalera y los muros, no existe la presencia de una junta lateral (como comúnmente se denomina, se encuentran a hueso). (Figura 1.8)



Figura 1.8. Fotografía que muestra las traves metálicas que soportan la escalera. Fuente autoría propia, 2022.

Los muros de mampostería no son muros que se puedan considerar de carga, sin embargo, en algunos casos, existen muros que se encuentran en contacto con las columnas de acero, sin la presencia de alguna junta lateral que evite el contacto y libre movimiento de las columnas. Los muros son de tabique rojo recocido, tienen espesores variables de entre 15 y 30 cm de espesor. En la fachada posterior del edificio, se encuentran una serie de parasoles, los cuales no forman parte del sistema estructural (figura 1.9).



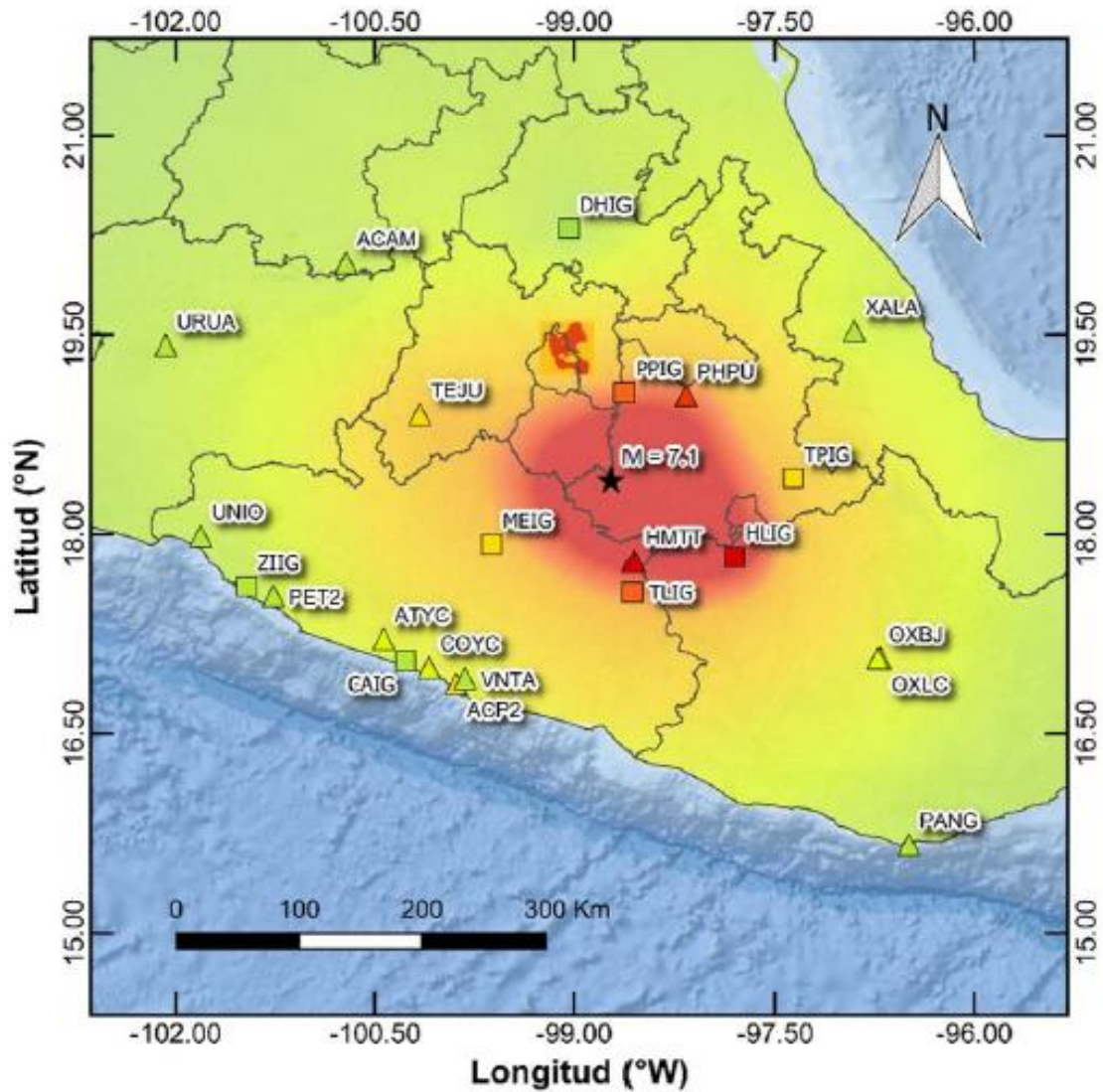
Figura 1.9. Fotografía que muestra los parasoles, fachada posterior. Fuente autoría propia, 2022.

Respecto de la cimentación, se sabe que el edificio está cimentado mediante zapatas aisladas y ligadas por contratraves, no se cuenta con planos AS-BUILT que pudieran proporcionar más información sobre la cimentación.

1.2.4 Daños registrados en las estructuras a razón del sismo de 19 de septiembre de 2017

De acuerdo al Servicio Sismológico Nacional (Figura 1.10), el sismo de 19 de septiembre de 2017 fue de magnitud en la escala de momento de $M_w=7.1$, ocurrió a 8 km al NOROESTE de CHIAUTLA DE TAPIA, PUEBLA, fue un sismo clasificado de profundidad intermedia a 51 km. El epicentro se registró en las coordenadas (latitud: 18.3297° , longitud: -98.6712°).

El reporte automático de aceleraciones pico para las estaciones ubicadas a distancias epicentrales que oscilaron entre los 68 y 788 km, presentó a la estación Huamuxtitlán como la de mayor aceleración, 170.5 cm/s^2 y el mapa de aceleración máxima del suelo (PGA) mostrado en la figura 1.10. (Unidad de Instrumentación Sísmica, 2017).



PGA (cm/s ²)	<1	2	4	11	30	90	110	130	>150
Percepción del movimiento	Leve			Moderado			Fuerte		

Figura 1.10. Mapa de intensidad PGA (Pick Ground Acceleration/Aceleración máxima del terreno). Fuente: (Unidad de Instrumentación Sísmica, 2017)

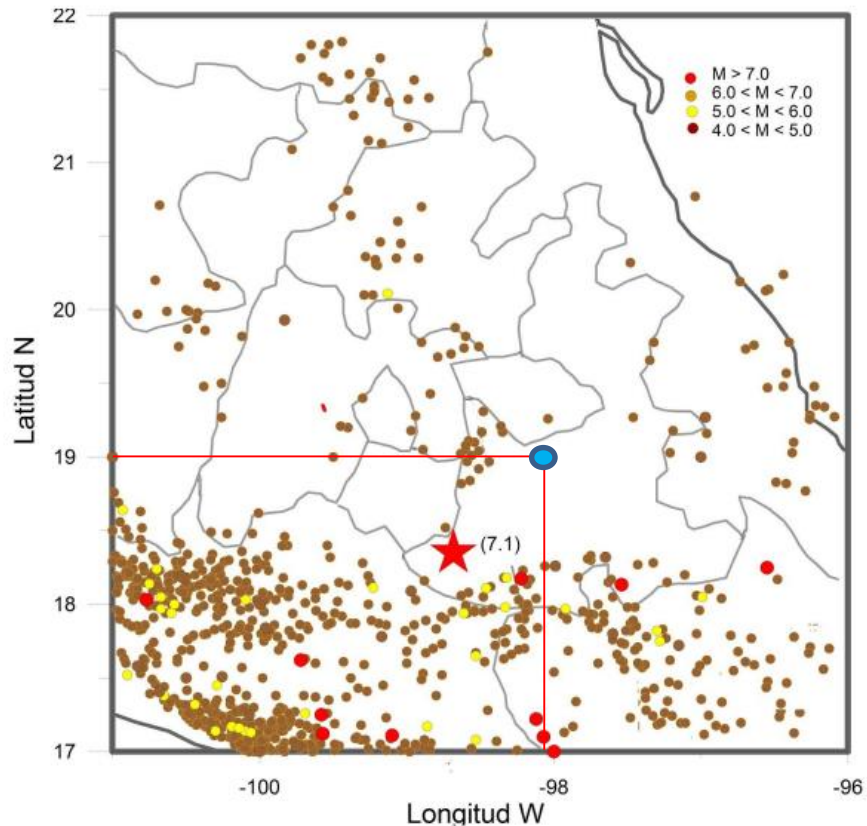


Figura 1.11. Epicentros en los eventos sísmicos en la región central de México reportados en el catálogo del Sistema Sismológico Nacional SSN. Fuente (Servicio Sismológico Nacional, 2017).

Dada la cercanía del edificio ING-4 (latitud: 19.00207° , longitud: -98.20308°) con el epicentro del sismo, como se observa en la figura 1.11, se pudo percibir el movimiento telúrico como fuerte (intensidad 130-150+ cm/s^2).

Una de las estaciones sismológicas que se encuentra dentro de la ciudad de Puebla y, además se encuentra aproximadamente a 7.8 km de distancia de la FI-BUAP, es la estación PHPU Parque Habana, Puebla. Se localiza sobre suelo (no roca, latitud N 19.044223 -longitud W 98.168466), tipo de comunicación: tiempo real. De acuerdo a los datos recabados por el IIGEN la intensidad instrumental registrada, máxima aceleración del terreno (PGA) fue de 141.73 cm/s^2 y la máxima velocidad del terreno (PGV) fue de 9.41 cm/s .

De acuerdo a datos recabados por algunos catedráticos de la universidad, el sismo generó daños en elementos no estructurales principalmente, como lo son los muros de mampostería. Sin embargo, la estructura acusó un desplazamiento lateral hacia la parte

noroeste, no se tiene conocimiento del valor numérico que se presentó debido al sismo, sin embargo, mediante la inspección visual realizada en el segundo semestre de 2022, se observó físicamente dicho desplazamiento, es importante comentar que, a raíz de este sismo la estructura salió de operación y tuvo que ser reforzada para continuar con el uso habitual.

1.3 Estructura post sismo rehabilitada

1.3.1 Antecedentes

Derivado del daño que registró el edificio ING-4 a raíz del sismo de 2017, las autoridades de la BUAP destinaron recursos para realizar un reforzamiento de la edificación. Es importante mencionar que no se contó con información del proyecto de reforzamiento, que nos diera un panorama más explícito de las modificaciones que se realizaron a la edificación, particularmente hablando del comportamiento dinámico de ésta. Los comentarios vertidos en este trabajo de investigación, son desde un punto de vista ingenieril, tomando en cuenta las condiciones de la edificación y datos recabados a través de levantamiento e inspección visual realizada a la edificación. A continuación, se describen algunos puntos que vale la pena hacer notar sobre la estructuración del edificio ING-4.

La estructura en particular presenta una planta alargada, es decir, su relación largo ancho es mayor que 4. Actualmente las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por sismo (CDMX, 2017), mencionan que para que la estructura tenga la consideración de un diafragma rígido, lo cual ayuda a tener un mejor desempeño estructural, esta relación deberá ser menor que 4, ya que se ha demostrado que cuando se rebasa este límite, difícilmente el sistema de piso logrará comportarse como un diafragma rígido generando estructuras más flexibles, lo anterior se puede observar en la siguiente figura 1.11.

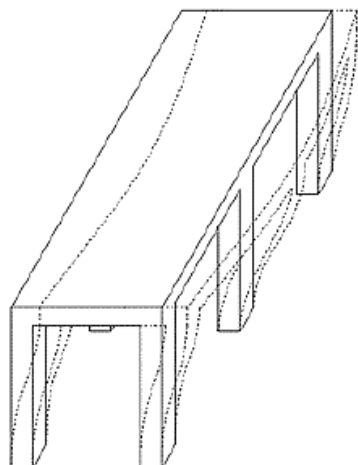


Figura 1.12. Imagen que ejemplifica el comportamiento del desplazamiento del sistema de piso en estructuras de plantas alargadas. Fuente: NTC-Diseño por Sismo 2017.

Otro punto importante que castiga la regularidad de la estructura, es la discontinuidad en la planta, como se mencionó anteriormente la edificación presenta una apertura en la losa de azotea, de dimensiones considerables, lo que genera pérdida de continuidad del sistema de piso, generando modos de vibrar no deseables en el comportamiento dinámico de la estructura.

De acuerdo a la narrativa de algunos estudiantes que se encontraban en la universidad cuando ocurrió el sismo, mencionan que la edificación presentó desplazamientos fuertes en la dirección longitudinal, lo cual fue la causa principal del daño registrado en los muros, así como la deformación lateral aparente que sufrió la edificación.

Tomando esta consideración como antecedente, se puede asumir que la estructura se comportó como una edificación con baja rigidez ante la demanda sísmica que experimentó, por lo que, era de suma importancia tratar de rigidizar la estructura para el control de desplazamientos, además de que la estructura debido a su condición geométrica, presenta pisos flexibles.

1.3.2 Sistema estructural reforzado

El proyecto de reforzamiento estructural consistió en la adición de contravientos en algunas crujías y la reconstrucción de los muros transversales de la fachada oeste.

Un contraviento es un elemento estructural que se usa para aumentar la rigidez lateral de un edificio. Al modificar la rigidez (proporción entre los esfuerzos y las deformaciones), en forma indirecta coadyuvan a controlar las deformaciones de la estructura ante excitaciones laterales. (Tapia, Uso de contravientos de acero, 2018)

Existen dos tipos de marcos con contravientos, marcos con contravientos concéntricos y marcos con contravientos excéntricos, vale la pena resaltar, que el edificio ING-4 presenta una combinación de ambos, ya que, en planta baja, los contravientos que se emplearon en el reforzamiento, obedecen a contravientos concéntricos, mientras los de primer y segundo nivel, clasifican como contravientos excéntricos. Para la planta baja, se emplearon contravientos en forma de X y para los niveles superiores, se usaron contravientos en forma de V invertida. Una de las principales razones de haber colocado la configuración de contravientos de esa manera, es debido a la operación del edificio y su arquitectura, pues al colocar contravientos en X en los niveles superiores a la planta baja, se obstruían las puertas que dan acceso a las aulas, es por ello que estos contravientos se colocaron excéntricos en V invertida.

Los miembros que se emplearon como contravientos son de perfiles ASTM A 500 Gr. B HSS 10 x 10 x 3/8 pulgadas y un peso de 47.83 lb/pie, con un esfuerzo a la fluencia $f_y=315$ MPa; en sistema métrico de 254 x 254 x 9.5 mm y un peso de 71.18 kg/m, con un esfuerzo de fluencia $f_y=3235$ kg/cm². La conexión de los contravientos hacia las columnas existentes se realizó mediante placas de acero de 13 mm de espesor, para el caso de la conexión de los contravientos hacia las losas, en este caso hacia la trabe, se adicionaron placas de acero de igual manera para lograr dicha conectividad.

A continuación, se muestran en las figuras 1.13 a la 1.16 los detalles de las zonas en que fueron alojados estos contravientos para fines de incrementar la rigidez lateral de la edificación.

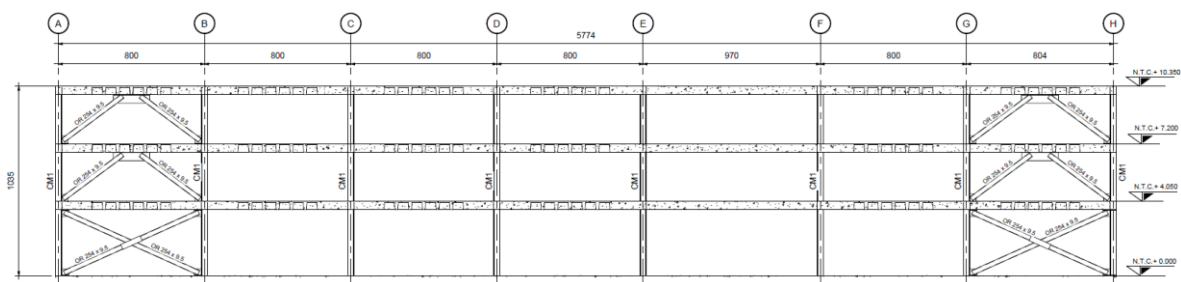


Figura 1.13. Elevación de marco longitudinal eje 1, localización de contravientos entre ejes A-B y G-H.

Fuente autoría propia, 2023.

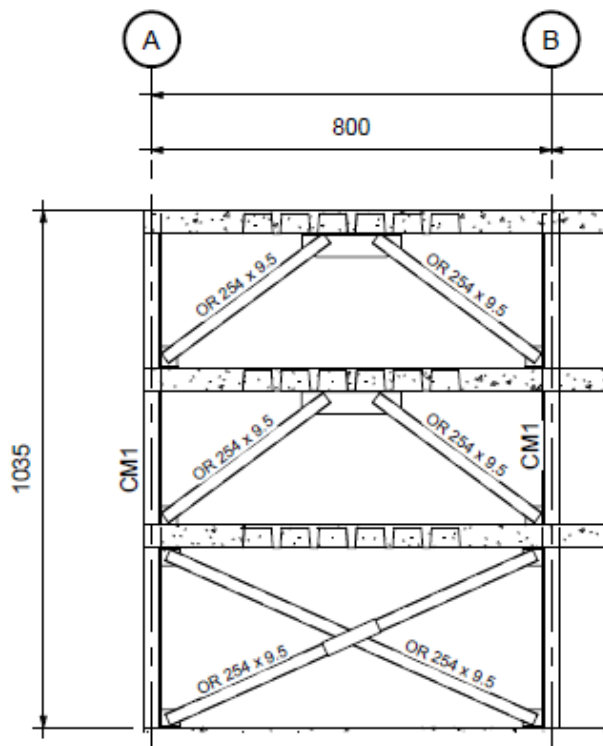


Figura 1.14. Contravientos en forma de X (concéntricos) y V invertida (Excéntricos). Fuente autoría propia, 2023.

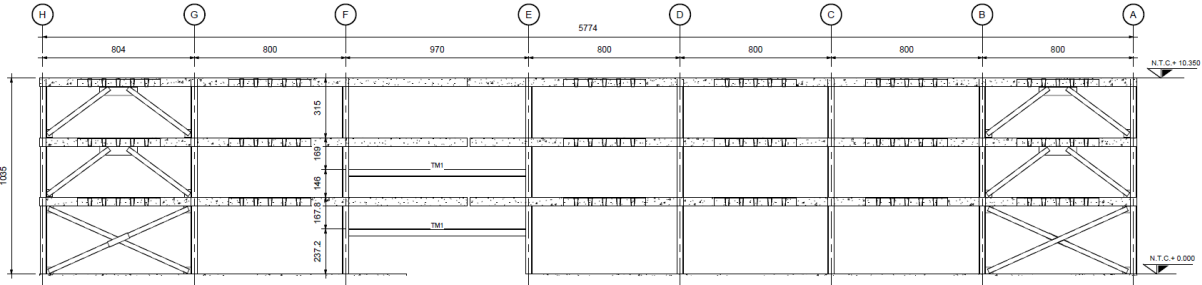


Figura 1.15. Elevación de marco longitudinal eje 2, localización de contravientos entre ejes A-B y G-H.

Fuente autoría propia, 2023.

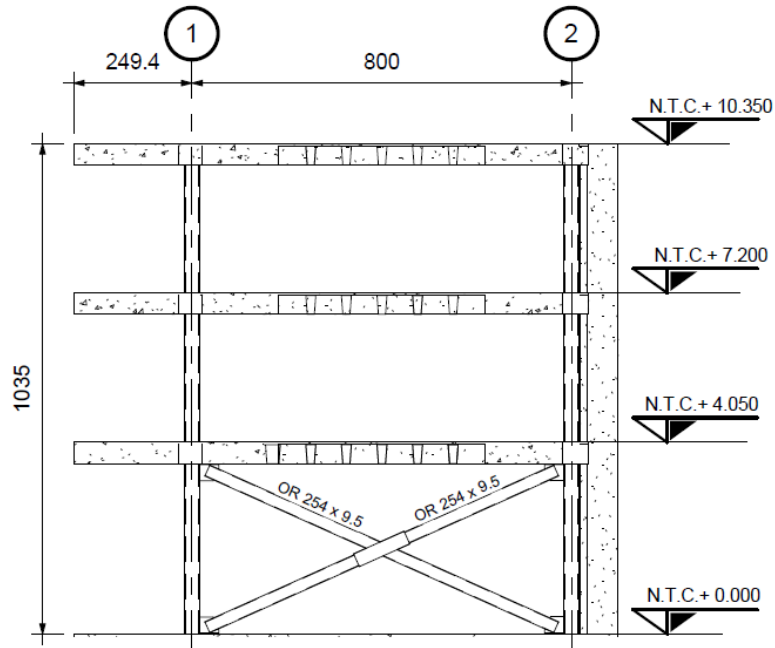


Figura 1.16 Elevación de marco transversal eje H, localización de contravientos entre ejes 1 y 2. Fuente

autoría propia, 2023.

En la figura 1.17. se muestran los muros de mampostería que fueron reconstruidos para trabajar como muro diafragma, ya que en este eje no se detectaron contravientos como sistema de reforzamiento.

En las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería (2017), en el capítulo 4, se define como muros diafragma a aquellos que se encuentran rodeados por las vigas y las columnas de un marco estructural al que proporciona rigidez y resistencia ante cargas laterales (CDMX g. , 2017). Estos muros pueden ser de

mampostería confinada o reforzada interiormente. En esta versión de la norma ya no se permite el uso de muros diafragma de mampostería no confinada ni reforzada interiormente.

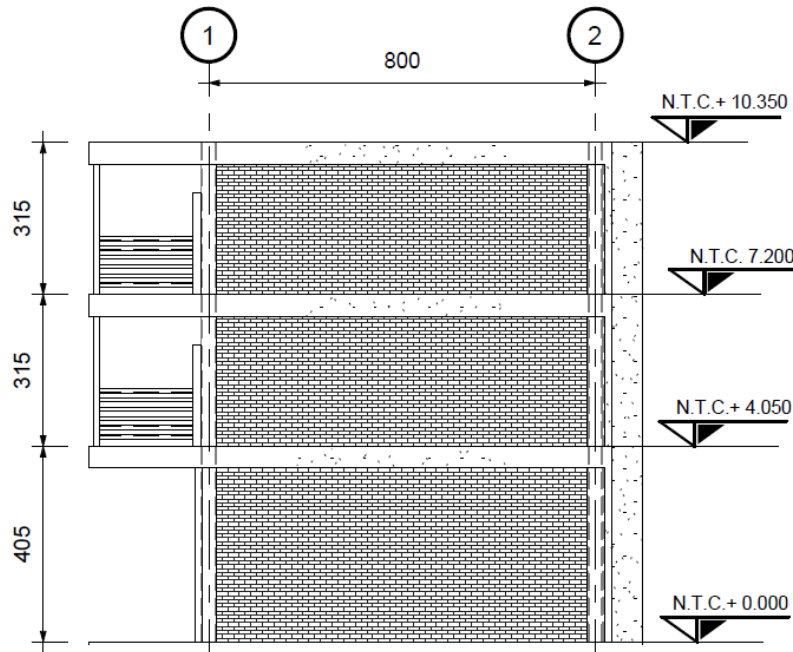


Figura 1.17. Elevación de marco transversal eje A. Fuente autoría propia, 2023.

Se desconoce la razón por la que no se colocaron contravientos sobre el eje transversal A, posiblemente se debió a que el muro de mampostería existente se encuentra entre las columnas, y colocar contravientos en esa zona obligaría a desfasar el muro y recorrer el paño de lo que actualmente es la huella del edificio hacia el pasillo.

Cabe destacar que este muro durante el sismo de 2017 sufrió daño severo, por lo que se sustituyeron por completo los muros de los 3 niveles, haciéndolo trabajar de manera que aporta cierta rigidez lateral a las columnas, ya que arriostra toda la longitud de las columnas de acero.

Para el caso de la cimentación, se sabe que se reforzaron las zapatas de las columnas a las que llegan los contravientos, mediante una ampliación de la zapata, sin embargo, no se cuenta con planos AS-BUILT que nos proporcionen información sobre las dimensiones y tipo de reforzamiento empleado.

El reforzamiento en la cimentación obedece al incremento de las cargas axiales (en compresión o tensión) que derivan del trabajo del contraviento hacia la base de la columna, por lo que es de suma importancia no dejar de lado la preparación o revisión de las cimentaciones al emplear este tipo de sistemas de reforzamiento.

Para el caso del primer y segundo nivel, la conexión de los contravientos excéntricos en extremos inferiores, se realizó mediante una placa soldada directamente hacia la pared de la columna y una placa horizontal embebida en el piso de la losa mediante *grout*, no se aprecia que se haya realizado algún tipo de reforzamiento local, tanto en la losa como en la columna. (Figura 1.18 a la 1.20).



Figura 1.18. Conexión del contraviento en su extremo inferior hacia la columna y losa. Para el caso de la placa horizontal, no se observa algún sistema de anclaje hacia la losa, ni tampoco reforzamiento local. Fuente autoría propia, 2022.



Figura 1.19. Conexión de contraviento excéntrico mediante placas soldadas en T, fijadas hacia la losa. Fuente autoría propia, 2022.



Figura 1.20. Placa superior de conexión de contraviento excéntrico del nivel inferior en losa. Fuente autoría propia, 2022.

2 CALIBRACIÓN DE MODELOS ANALÍTICOS

En este capítulo se describe la metodología general y particular empleada en la calibración de modelos analíticos, así como las consideraciones que intervienen en el análisis.

2.1 Antecedentes

Desde hace varios años se le ha dado la importancia al empleo de tecnologías para medir vibraciones ambientales en las estructuras, esto con el fin de conocer las propiedades dinámicas de las edificaciones después de su construcción. Una de las ventajas de poder realizar mediciones de vibración ambiental y determinar mediante el procesamiento las propiedades dinámicas de una estructura, es poder llegar a calibrar modelos analíticos que nos ayuden a tener mejor conocimiento de la respuesta estructural de una edificación.

En la práctica profesional, gracias a la evolución que ha tenido la aplicación de las computadoras en el área de la ingeniería, les ha permitido a los ingenieros civiles contar con programas de modelado y análisis tridimensional con el empleo de software específico para dichos fines. Sin embargo, en muchos despachos que se dedican al análisis y diseño estructural, se llega a simplificar tanto el modelo matemático, que se genera un grado de incertidumbre entre lo idealizado matemáticamente y lo que físicamente se encuentra construido.

Mencionado lo anterior, una de las incertidumbres que más problemas puede generar a la estructura radica en la determinación de las propiedades dinámicas, lo cual puede afectar severamente la respuesta estructural en términos de rigideces. Es por ello que varios investigadores se han dado a la tarea de incursionar en la calibración de modelos analíticos, basados en mediciones experimentales como las pruebas de vibración ambiental.

Los modelos analíticos calibrados tratan de ir en un proceso a la inversa, se desconocen partes de las propiedades o condiciones de frontera, pero se conocen las propiedades dinámicas del sistema estructural, esto a través de las mediciones de vibración ambiental.

Del artículo desarrollado por la asociación argentina de mecánica computacional se cita lo siguiente: *La identificación de parámetros de la dinámica de sistemas estructurales tiene la finalidad de desarrollar o mejorar modelos matemáticos a partir de datos experimentales. Estos datos son la respuesta de la estructura ante condiciones de carga cuidadosamente estudiadas y los parámetros a identificar son intrínsecos del sistema, tales como los coeficientes de rigidez y amortiguamiento. El avance de la tecnología computacional que provee equipos cada vez más rápidos, con mayor capacidad de almacenamiento y amplios recursos de presentación visual, ha sido un gran estímulo para consolidar y ampliar este importante campo de investigación.* (Giro, Matusevich, & Ritta, 2012).

2.2 Identificación de los parámetros dinámicos mediante vibración ambiental

Uno de los estudios que más se relaciona con los trabajos de investigación que se han desarrollado hasta la fecha y con este trabajo de investigación, es “*Ambient and Forced Vibration Testing of a Reinforced Concrete Building before and after its Seismic Retrofitting*” (Soyoz, y otros, 2013). (Pruebas de vibración ambiental y forzada de un edificio de concreto reforzado antes y después de su rehabilitación sísmica) (Soyoz, y otros, 2013).

En este proyecto de investigación se realizaron mediciones de vibraciones ambientales antes, durante y después de las obras de rehabilitación. Además, las mediciones de vibración ambiental, se complementaron con datos de pruebas de vibración forzada realizadas con un vibrador de masas excéntricas después que se completó el trabajo de rehabilitación. Durante los trabajos de rehabilitación se demolieron algunas partes de la edificación como lo fueron los muros, en donde se encontró que la primera frecuencia modal del edificio disminuyó en un 11%, en base a los resultados de las mediciones de vibración ambiental. El estudio de vibraciones ambientales también mostró que las frecuencias modales después del reforzamiento sísmico aumentaron en casi 96%. Durante las pruebas de vibración forzada, el edificio se excitó en torno a sus frecuencias modales utilizando un vibrador de masa excéntrica. Se encontró que los valores de amortiguamiento modal aumentaron con la amplitud de la fuerza de excitación.

(Hernández, Huergo, & Arce, 2021), realizaron pruebas de vibración ambiental en un edificio durante su proceso de reforzamiento. El trabajo muestra los resultados de tres pruebas de vibración ambiental realizadas en un edificio ubicado en la zona de transición de la Ciudad de México durante tres diferentes etapas de su reforzamiento estructural. La primera y segunda prueba, se realizaron el 28 de septiembre de 2016 y el 24 de junio de 2017, respectivamente. La tercera prueba se realizó el 28 de septiembre de 2017, a pocos días de los sismos ocurridos el 07 y 19 de septiembre del mismo año. Cabe mencionar que, mediante las pruebas de vibración ambiental, se realizaron 3 modelos numéricos con las propiedades estructurales que tenía el edificio durante su proceso constructivo en el momento de la realización de cada una de las pruebas, con ello se llegó a la determinación de los periodos de vibrar y las formas modales, durante las tres etapas mencionadas. Uno de los objetivos de realizar estos modelos, fue comparar los resultados con los valores obtenidos experimentalmente. Los periodos de vibrar obtenidos durante las pruebas experimentales muestran similitud con los obtenidos en forma analítica; el amortiguamiento promedio del edificio resultó ser del 6%. Mediante este estudio se concluye que los eventos sísmicos de septiembre de 2017 pudieron ocasionar una ligera degradación de la rigidez durante la etapa de reforzamiento.

Existen dos trabajos de investigación respecto del edificio ING-4, previos al desarrollo de este trabajo de investigación, el primer trabajo denominado "*Identificación de las características dinámicas de un edificio de 3 niveles*" (Polanco, 2020). Este trabajo de investigación recopila la información de las pruebas de medición de vibración ambiental realizados por Castillo Román, posteriormente al sismo del 2017, con dicha información se estimaron las características dinámicas de la edificación en estudio.

Es importante mencionar que los puntos que fueron tomados para realizar las mediciones de vibración ambiental, fueron en la azotea del edificio, considerando 3 puntos en particular, el primero al centro geométrico de la edificación, el segundo en la esquina sureste y el tercero al noroeste.

Mediante el análisis de los datos y haciendo uso de la metodología de análisis espectral, se obtuvo la estimación de las frecuencias y posteriormente de los amortiguamientos de la edificación, además de que se pudo llegar a estimar las propiedades dinámicas del suelo.

Se realiza la idealización de 4 modelos analíticos lineales, cuya respuesta estructural se estableció en términos de la frecuencia para poder comparar con los resultados experimentales. Además, el autor también establece un punto de comparación de estimaciones empíricas de las frecuencias y las obtenidas de manera analítica.

Podemos comentar que este trabajo de investigación determinó las propiedades dinámicas de la estructura en un estado post-sismo, es decir, el edificio presentaba daño durante la realización de los trabajos de medición ambiental.

A continuación, se presenta en tabla 2.1 los datos de las frecuencias de vibrar obtenidas mediante el procesamiento de los datos recabados por la medición de vibraciones ambientales. Datos tomados del trabajo de investigación desarrollado por (Polanco, 2020).

Tabla 2.1. Frecuencias de vibrar experimentales del edificio sin refuerzo. Fuente: (Polanco, 2020).

Frecuencias experimentales Hz		
Modos	Estructura	
	Inicial	Final
1L	2.9	3.1
1T	3.15	3.35
1R	3.4	3.9
2L	5.9	6.4
2T	5.9	6.5

El segundo trabajo de investigación denominado “*Identificación de propiedades dinámicas de una estructura rehabilitada*” (López, 2023), consiste en la estimación de las propiedades dinámicas de la estructura, pero a diferencia del primero, las mediciones de vibración ambiental fueron realizadas posteriormente a la intervención de la estructura

mediante un reforzamiento, es decir, después de que la estructura fue rehabilitada derivado de los daños que presentó a raíz del sismo de 2017.

El objetivo principal de este trabajo fue determinar la variación de las frecuencias fundamentales de vibrar derivado de las modificaciones estructurales realizadas al edificio ING-4 y poder tener una comparativa entre las frecuencias experimentales que fueron realizadas en una primera fase posterior al sismo. Se obtuvieron frecuencias de vibrar para el primer y segundo modo de traslación en sentidos longitudinal y transversal, así como las frecuencias de vibrar del primer modo de rotación. Se calcularon los amortiguamientos y se obtuvieron las formas modales para los diferentes modos de vibrar de la edificación. Todo lo anterior de manera experimental, en este trabajo de investigación no se calibraron modelos analíticos para comparar las frecuencias obtenidas de manera experimental y las analíticas.

A continuación, se presenta en la tabla 2.2 los datos de las frecuencias experimentales obtenidas mediante el procesamiento de los datos recabados por la medición de vibraciones ambientales. Datos proporcionados por la ingeniera (López, 2023).

Tabla 2.2. Frecuencias de vibrar experimentales del edificio reforzado. Fuente: (López, 2023).

Frecuencias experimentales Hz			
Modos	Estructura		
	Hz	Inicial	Final
1L	4.29	3.46	5.17
1T	4.05	3.51	4.88
1R	5.22	4.39	6.2
2L	7.51	6.68	7.91
2T	7.42	6.64	7.71

El trabajo de investigación denominado “Fase 2 estudios de vibración ambiental en una estructura rehabilitada en la BUAP”, (Camargo, Posada, Hidalgo, & Villagran, 2023), presenta resultados sobre la identificación de los parámetros dinámicos del edificio ING-4 antes de la rehabilitación (edificio dañado) y posterior a la rehabilitación (edificio reforzado). Este trabajo consistió en realizar y analizar pruebas de vibración ambiental en el edificio

ING-4 de la FI-BUAP, en donde se obtuvieron las propiedades dinámicas de la edificación, como lo son frecuencias, amortiguamientos y formas modales.

El objetivo principal fue realizar un estudio y comparación de las propiedades dinámicas del edificio ING-4 posteriores a su rehabilitación. Cabe mencionar que, de este trabajo de investigación se derivan dos trabajos de investigación: “*Identificación de propiedades dinámicas de una estructura rehabilitada*” (López, 2023) y el presente trabajo.

2.3 Metodología para la calibración de modelos analíticos

El objetivo principal de calibrar un modelo analítico es el reflejo aproximado del comportamiento dinámico de la edificación. En este proceso influyen los diferentes elementos estructurales y no estructurales, para lo cual es importante idealizar de la manera más precisa las características físicas de la edificación, con el fin de obtener resultados confiables y no incurrir en forzar la calibración.

Instrumentación

Al paso de los años, conforme ha avanzado la tecnología se han desarrollado nuevas herramientas para el monitoreo de la salud estructural de las edificaciones, la necesidad de conocer las propiedades dinámicas de una estructura posterior a su construcción ha cobrado relevancia para la investigación. Es por ello que basado en esta necesidad, se ha trabajado en el desarrollo de instrumentos que puedan realizar mediciones, en este caso generalmente se emplean sensores que puedan registrar movimientos de la estructura, en otras palabras, las vibraciones ambientales.

Actualmente, los instrumentos que más se emplean para las mediciones de vibración ambiental son los acelerómetros o acelerógrafos. Cabe destacar que esta técnica en nuestro país no es novedosa, sin embargo, no hay una cultura de monitoreo de la salud estructural de nuestras edificaciones que permitan realizar una revisión periódica de las mismas.

La implementación de la instrumentación en nuestros edificios, además de permitirnos conocer los parámetros dinámicos, también nos puede permitir corroborar el propio diseño del edificio, detectar daños, obtener nuevos parámetros dinámicos de la edificación al modificar su estructuración como el caso del edificio ING-4 que fue rehabilitado, monitorear la salud estructural, entre otras cosas.

Pruebas de vibración ambiental.

Las pruebas de vibración ambiental, han jugado un gran papel en las últimas décadas, ya que, al ser una prueba no destructiva, se vuelve uno de los métodos más sobresalientes para el monitoreo de la salud estructural de una edificación.

La vibración ambiental es definida como la excitación dinámica experimentada por una estructura bajo sus condiciones operativas normales (Wenzel & Pichler, 2005). En general, todas las estructuras se encuentran en constante vibración por acciones externas como el viento, el tránsito vehicular, el tránsito peatonal, vibraciones de equipos dinámicos, entre otros. Cabe mencionar que, particularmente los registros obtenidos no son tan claros como los que se registran por una vibración forzada como un sismo, sin embargo, se logra extraer la información suficiente que permite determinar los parámetros dinámicos de una estructura.

Las pruebas de vibración ambiental consisten en la determinación de las frecuencias naturales de vibrar de la estructura y de los períodos, correspondientes a los modos de vibrar que se pueden identificar a través de dichas pruebas experimentales (Cordero, 2017). Para lograr tener datos confiables de las mediciones de vibración ambiental, se deben considerar un número adecuado de pruebas, así como una buena ubicación de los instrumentos. En los trabajos citados anteriormente, realizados previamente a este trabajo de investigación, se puede consultar a detalle, el número de pruebas y su localización acorde a la geometría de la edificación.

Parámetros que intervienen en la calibración del modelo.

Para llegar a la calibración de un modelo analítico, se debe contar de primera mano con los parámetros dinámicos obtenidos mediante las pruebas de vibración ambiental, ya que serán los datos de referencia con los cuales se deberá calibrar el modelo, en este caso particular, nos referimos a las frecuencias de vibrar de la estructura y las formas modales. Generalmente se estiman los dos primeros modos traslación y uno de torsión, dado que normalmente los dos primeros modos de vibrar rigen en el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras.

Un segundo punto a considerar para lograr una idealización correcta del modelo analítico, es la geometría de la estructura, se deberá conocer las dimensiones de columnas, trabes, losas, muros divisorios, volados, pretiles, etc., con el objetivo de realizar un modelo que pueda representar de manera precisa, lo que se encuentra físicamente construido.

Uno de los retos que nos encontramos para la calibración de modelos analíticos de estructuras existentes, es la falta de información de los planos de construcción (AS-BUILT), por lo que se requiere realizar levantamientos geométricos de la edificación y generar planos que nos proporcionen dimensiones que pueden ir desde lo general a lo particular de los diferentes elementos estructurales y no estructurales.

Un tercer punto y que resulta medular en la calibración de modelos analíticos, es la determinación de las propiedades de los materiales, en el caso del concreto y la mampostería: su módulo de elasticidad (E), relación de poisson (ν), resistencia a la compresión (f'_c), módulo de rigidez al corte (G), densidad (γ). En el caso del acero estructural: su módulo de elasticidad (E), relación de poisson (ν), resistencia a la fluencia (f_y), resistencia a la ruptura (f_u), módulo de rigidez al corte (G) y densidad (γ).

Durante el desarrollo de la ingeniería estructural de una edificación, estas propiedades se determinan particularmente mediante el uso de reglamentos o códigos de diseño, ya sean nacionales o internacionales, generalmente estos documentos proporcionan al diseñador, diferentes fórmulas para el cálculo de estos parámetros, es importante mencionar que, la

mayoría de estas fórmulas se han llegado a obtener basadas en la experimentación, haciendo pruebas de los materiales en los laboratorios. Actualmente se tiene un buen control de la producción de perfiles de acero para la industria de la construcción, por lo que las pruebas de calidad de estos materiales, han demostrado que se pueden tomar valores promedio de una gran muestra de ensayos para el diseño estructural.

Para el caso del concreto estructural, resulta un poco más complicado llegar a establecer con precisión las propiedades como lo son el módulo de elasticidad (E) y la resistencia a compresión esperada (f^c), ya que existe una gran diversidad de agregados en las diferentes ciudades o estados del país, por lo que el diseño de una mezcla de concreto, juega un papel importante para llegar a los valores propuestos en la etapa de diseño estructural.

Se ha observado que concretos con bajos contenidos de agregados resisten altos esfuerzos a la edad de un día, excepto los hechos con grava triturada. En contraparte, los concretos con altos contenidos de agregados presentan bajas resistencias de compresión a edades tempranas, fallando probablemente por la concentración de esfuerzos alrededor de los agregados, ya que en éstos sus propiedades físicas no varían con el tiempo, mientras que la resistencia y el módulo de elasticidad de la pasta de cemento están todavía por debajo de su valor final (Cetin & Carrasquillo, 1998).

Derivado de lo anterior, en estructuras con columnas de concreto, se vuelve fundamental conocer el módulo de elasticidad a la hora de calibrar un modelo, debido a que juega un papel muy importante en la determinación de la rigidez lateral de la estructura.

El módulo de elasticidad y la resistencia a compresión del concreto en estructuras existentes, se puede conocer mediante la realización de pruebas destructivas, en este caso, se realiza una extracción de un núcleo o corazón de concreto del elemento o elementos que se desea conocer sus propiedades, y se lleva al laboratorio para ensaye y determinación de dichas propiedades.

En lo que respecta a los muros de mampostería, el conocer la resistencia a compresión y módulo de elasticidad también es importante para la calibración de modelos analíticos, porque los muros de mampostería no estructurales o muros de mampostería estructurales (muros diafragma), aportan cierta rigidez y resistencia ante cargas laterales al sistema estructural en la fase inicial del sismo, es decir, conforme incrementa la intensidad del sismo, los muros presentan degradación de su rigidez, lo anterior se puede observar mediante la aparición de fisuras en forma diagonal.

Se tienen datos de diferentes trabajos de investigación sobre el comportamiento de muros de mampostería ante fuerzas laterales, sin embargo, uno de los trabajos cuyo objetivo principal fue proporcionar información experimental para la calibración de modelos analíticos se denomina “*Ensayo de muros de mampostería confinada con diferente longitud y uso de piezas multiperforadas de arcilla*”, (Pérez, Flores, & Olalde, 2008).

En este trabajo se realizaron 4 modelos a escala real de muros de mampostería de tabique extruido de arcilla multiperforado, los cuales fueron ensayados en el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM, la variable de estudio de estos especímenes fue la longitud. Los modelos fueron ensayados ante carga horizontal cíclica reversible aplicada al nivel de su losa hasta llegar a la falla por cortante en todos los muros. Se realizaron predicciones básicas de la rigidez lateral y se observaron tendencias a medida que incrementa la longitud. Cabe mencionar que el principal interés del estudio de estos muros de mampostería fue estudiar la deformación de los especímenes en el rango de comportamiento elástico lineal, que se puede considerar como el estado antes de la aparición del agrietamiento.

Uno de los trabajos de investigación que buscan conocer parámetros experimentales de la mampostería, con el fin de proporcionar información confiable que permita a los investigadores realizar simulaciones con modelos analíticos mediante el empleo de software, es el siguiente “*Determinación del módulo de elasticidad de mampostería de bloque no estructural utilizada en la vivienda Ecuatoriana*”, (López & Ushiña, 2017). En este trabajo, los autores proporcionan un método en específico para la obtención de los módulos de

elasticidad del mortero, bloque y de la mampostería. Concluyen que no es posible calcular el módulo de elasticidad de la mampostería en función de los módulos de elasticidad de las unidades de mampostería y mortero, por lo que el cálculo del módulo de elasticidad es conveniente obtenerlo mediante ensayos experimentales de muretes.

Otro de los trabajos que hace referencia al estudio de la mampostería y si bien se podría considerar uno de los que mayor aporte ha tenido en nuestro país en el estudio del comportamiento no lineal de muros de mampostería, es el denominado “Modelación no lineal de muros de mampostería empleando elementos de contacto” (Lizarraga & Pérez, 2016), presentan la modelación de muros de mampostería simple y confinada, sometidos a carga axial y lateral con el método de los elementos finitos para obtener la envolvente de resistencia a corte. Para ello, utilizan elementos de contacto en las juntas para tomar en cuenta el comportamiento no lineal en la mampostería. Consideraron dos de los tipos de falla más comunes: la falla por tensión y la falla por cortante, en ambos casos consideraron el ablandamiento. En el rango elástico se corroboró la consistencia de los resultados obtenidos con modelos de elementos de contacto con los producidos por un modelo detallado y un modelo homogeneizado. En el rango no lineal, se utilizó un modelo trilineal de la superficie de fluencia que no incluye una reducción de la resistencia por el esfuerzo normal.

Una de las pruebas destructivas que se puede emplear para conocer la resistencia a compresión de los muros de mampostería, es mediante el ensayo de pilas a compresión (pilas formadas por 4 piezas). En la mayoría de los casos no es posible realizar estas pruebas en edificios existentes, ya que generalmente se encuentran en operación y difícilmente los usuarios o dueños de las edificaciones permiten realizar este tipo de extracciones de especímenes para realizar las pruebas, trabajos como el que se menciona anteriormente, nos proporciona datos a considerar para el módulo de elasticidad a emplear en la idealización de los modelos analíticos, sin embargo, siempre valdrá la pena realizar algunos ensayos con especímenes extraídos de la edificación para tener un mejor punto de referencia, siempre que no se afecte la integridad estructural de la edificación y se hagan las reparaciones correspondientes una vez que fueron extraídas las muestras.

Otra de las variables a considerar en la calibración de modelos analíticos es la masa, ya que al igual que la rigidez, la masa es una variable determinante en el comportamiento dinámico de las estructuras. Es por ello que se debe hacer una correcta estimación de la masa real de la edificación que se esté estudiando, con el objetivo de obtener una precisa calibración del modelo analítico. La estimación de la masa depende principalmente del cálculo del peso propio de los elementos estructurales, así como de elementos arquitectónicos. Algunas veces resulta un poco complicado la estimación de la sobrecarga muerta como se denomina comúnmente, por ejemplo, acabados, instalaciones, equipos, los cuales muchas veces no es posible estimar un peso con exactitud. En el caso de estructuras existentes, lo mejor es contar con planos AS-BUILT que nos proporcionen las cargas a considerar en el modelo, en caso de no contar con dichos planos y/o memoria de cálculo, se recomienda hacer una investigación en sitio mediante inspección visual y medición de los elementos, para poder estimar de manera más apropiada las cargas, así como consultar fichas técnicas de equipos electromecánicos que proporcionen los datos de las cargas correspondientes.

Para el caso de las cargas vivas, resulta más complejo poder estimarlas, ya que no solo varían en magnitud sino también en posición. Un parámetro de referencia respecto de la magnitud de la carga viva, puede ser el que indica el pre estándar de la Federal Emergency Management Agency (FEMA 310), recomienda en la Sección 4.2.4.2 que la carga viva efectiva, debe ser considerada igual al 25% de la carga viva de diseño no reducida, pero no menos que la carga viva medida (ASCE, 1998).

Lo anterior en el caso que las pruebas de vibración ambiental, se hayan realizado con la presencia de los ocupantes de la edificación, de lo contrario, se podrá desprestigiar la carga viva en el modelo analítico de estudio.

La última variable que podemos mencionar es la interacción suelo-estructura, si bien, en edificios existentes, se vuelve complicado algunas veces indagar sobre el tipo de cimentación de las edificaciones, habrá suelos en donde la interacción suelo-estructura,

represente un factor en la calibración del modelo analítico, nos referimos principalmente a la presencia de suelos blandos.

Programas de análisis

En la actualidad existen diversos programas comerciales de análisis y diseño estructural, que, gracias al desarrollo de la tecnología, han sido de gran ayuda en el crecimiento de la ingeniería estructural a nivel mundial. La calibración de modelos analíticos generalmente se hace en modelos tridimensionales, programas como Staad. Pro, Etabs, SAP 2000, entre otros, permiten realizar modelos estructurales hasta cierto punto refinados, sin embargo, siempre habrá que tomar en cuenta, que tanto vale la pena refinar un modelo y la idealización de los diferentes elementos estructurales y no estructurales, prestando particular atención en la conectividad de los elementos, ya que esta conectividad es un factor importante que se refleja en el comportamiento dinámico de las estructuras, se debe buscar una idealización del modelo analítico lo más aproximado a la realidad para poder contar con datos confiables.

Otra herramienta para calibrar los modelos analíticos es con programas que no son comerciales y que han sido desarrollados por investigadores, los cuales se basan en algunas subrutinas de programación.

El programa de análisis seleccionado para este trabajo de investigación para la calibración de los modelos analíticos fue el programa Staad. Pro V8i, este programa es actualmente una herramienta de análisis y diseño estructural que se encuentra disponible en el mercado. A continuación, se describe la metodología que emplea el programa para la estimación de las frecuencias y formas modales, lo anterior basado en la documentación que el propio programa ofrece al usuario.

Solución de problema propio

El programa resuelve el problema de valores propios para las frecuencias y formas modales considerando una matriz de masa concentrada diagonal, con masas posibles en todos los grados de libertad activos incluidos.

Se pueden usar dos métodos de solución: el método de iteración del subespacio para todos los tamaños de problemas (predeterminado para todos los tamaños de problemas) y el método de Arnoldi/Lanczos para evaluar vectores propios (solo Advanced Math Solver). Para problemas de valores propios a gran escala, este método de Arnoldi es muy eficiente (Bentley Systems, 2015).

Cálculo de la frecuencia.

Hay dos métodos disponibles en Staad para calcular las frecuencias de una estructura: 1) un método aproximado llamado método de Rayleigh y 2) un método más exacto que implica la solución de un problema de valores propios.

Para este estudio de investigación hemos empleado el método Modal Calculation Command (Comando de cálculo modal, método 2). Este comando se puede utilizar para obtener una solución propia a escala completa para calcular frecuencias relevantes y formas modales, no debe ingresarse en un caso de CARGA DE TIEMPO o ESPECTRO DE RESPUESTA.

Este comando generalmente se utiliza en un caso de carga después que se especifican, las cargas se tratarán como pesos y momentos de inercia de pesos para soluciones propias, se recomienda especificar las cargas teniendo en cuenta lo anterior. Este caso se resolverá de forma independiente de forma estática y dinámica. Los resultados estáticos usando las cargas incluirán desplazamientos de nodos, fuerzas de miembros, reacciones de apoyo y otros resultados calculados a partir de un análisis estático normal sin efectos dinámicos incluidos.

2.4 Modelos analíticos de la estructura post sismo sin rehabilitación

2.4.1 Consideraciones generales de análisis

Como se comentó anteriormente los modelos analíticos se realizaron en el programa Staad.Pro., para lo cual se hicieron las siguientes consideraciones basados en la metodología

antes descrita. A continuación, se describen las consideraciones que fueron tomadas para la idealización de los modelos analíticos.

- Estimación de los parámetros dinámicos mediante pruebas de vibración ambiental: Este trabajo de investigación considera como base los parámetros dinámicos obtenidos mediante pruebas de vibración ambiental, realizados en los trabajos de investigación descritos en la sección 2.2 Identificación de los parámetros dinámicos mediante vibración ambiental.

Los modelos analíticos se calibran en términos de las frecuencias experimentales medidas mediante pruebas de vibración ambiental. Los datos se resumen en las tablas, 2.1 Frecuencias de vibrar experimentales del edificio sin refuerzo y 2.2 Frecuencias de vibrar experimentales del edificio reforzado.

Para el caso de la obtención de las formas modales de los modelos calibrados, se obtuvieron mediante los desplazamientos modales en diferentes ejes de la estructura, estas formas modales se normalizaron respecto de la azotea.

- Geometría de la estructura: al no contar con planos de construcción (AS-BUILT) que nos proporcionarían información directa sobre la geometría de la estructura y sus diferentes elementos que la componen; la geometría se obtuvo en base a levantamientos geométricos y visuales de la edificación. Con esta recopilación de información, se elaboraron plantas cortes y elevaciones de la estructura, que describen la arquitectura y estructuración del edificio. Además, fue posible elaborar un modelo 3D en el programa Autodesk Revit 2020 para una mejor interpretación de la estructura.
- Propiedades de los materiales: Como se comentó previamente, es probable que para el diseño de la edificación se haya considerado como referencia el reglamento de construcciones del entonces Distrito Federal, denominado “Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, México 1966, en el cual

podieron haberse estimado algunas propiedades como el módulo de elasticidad del concreto, la relación de poisson y la resistencia a compresión.

La determinación del módulo de elasticidad a partir de la resistencia a compresión del concreto, debido a que no se cuenta con las resistencias de diseño del concreto de losas y trabes, dada la edad de la edificación, se estima que el reglamento de construcciones que rigió para su diseño, fueron el RCDF (México de 1966), en este caso se tiene lo siguiente:

La resistencia a compresión del concreto de acuerdo a la fecha de reglamento, se estima una resistencia a la compresión $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$. Para el caso de la estimación del módulo de elasticidad del concreto, se consideró el criterio indicado en el reglamento de construcciones del distrito federal (Gobierno del distrito federal, 1966) del cual se muestra el siguiente extracto.

Capítulo XXVIII.—Estructuras de concreto

ARTICULO 224.—Generalidades

El presente capítulo es aplicable a concreto, con resistencia f'_c no menor que 140 kg/cm^2 , elaborado con cemento portland, agregados sanos y agua carente de impurezas nocivas.

ARTICULO 225.—Flexión

I.—Hipótesis

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales es plana en toda sección.
- b) Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones unitarias.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinal.

II.—Módulos de elasticidad

Se supondrá el módulo de elasticidad del acero igual a $2,000,000 \text{ kg/cm}^2$. Para cálculo de momento resistente el módulo de elasticidad del concreto debe setar comprendido entre $3,000\sqrt{f'_c}$ y $10,000\sqrt{f'_c}$.

Figura 2.1. Extracto de la norma, cálculo del módulo de elasticidad a flexión. Fuente: (Gobierno del distrito federal, 1966).

Por lo que, para fines de calibración del modelo analítico, se consideró el cálculo del módulo de elasticidad del concreto como:

$$f'_c := 200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_c := 10000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \quad E_c = 1414214 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

f'_c	E_c	ν	G_c	γ_c
$\left(\frac{kgf}{cm^2}\right)$	$\left(\frac{tonnef}{m^2}\right)$		$\left(\frac{tonnef}{m^2}\right)$	$\left(\frac{tonnef}{m^3}\right)$
200	1414214	0.17	604365	2.4

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

ν = Relación de Poisson

G_c = Módulo de rigidez al corte

γ_c = Densidad del concreto

- Para el caso de las propiedades del acero estructural, se sabe que por la época de construcción el acero estructural ASTM A-36 era el más común a emplear:

f_y	E_a	ν	G_a	γ_a
$\left(\frac{tonnef}{m^2}\right)$	$\left(\frac{tonnef}{m^2}\right)$		$\left(\frac{tonnef}{m^2}\right)$	$\left(\frac{tonnef}{m^3}\right)$
25300	$2.09042 \cdot 10^7$	0.3	$8.04007 \cdot 10^6$	7.83341

f_y = Resistencia a la fluencia del acero estructural

E_a = Módulo de elasticidad del acero estructural

ν = Relación de Poisson

G_c = Módulo de rigidez al corte

γ_c = Densidad del acero

- Respecto de la mampostería, se consideraron las siguientes propiedades, para el caso específico del módulo de elasticidad se utilizó el dato proporcionado en el trabajo de (Polanco, 2020).

f'_m	E_m	ν	G_m	γ_m
$\left(\frac{kgf}{cm^2}\right)$	$\left(\frac{tonnef}{m^2}\right)$		$\left(\frac{tonnef}{m^2}\right)$	$\left(\frac{tonnef}{m^3}\right)$
20	540000	0.25	54000	1.3

f'_m = Resistencia a la compresión de piezas de arcilla

E_a = Módulo de elasticidad de la mampostería

ν = Relación de Poisson

G_c = Módulo de rigidez al corte

γ_c = Densidad de la mampostería

- Definición de las cargas para consideración de las masas en el modelo analítico:
Para la definición de las masas, se realizaron algunos análisis de cargas en base a las inspecciones visuales y mediciones de los diferentes elementos que conforman la estructura, respetando la densidad de los mismos para obtener sus pesos correspondientes.

Estimación de cargas y sobrecargas muertas: son aquellas que obran sobre la estructura en forma continua, como el peso propio de los materiales estructurales que forman parte permanente de la estructura, así como instalaciones fijas, equipos, elementos arquitectónicos y acabados.

En la figura 2.2 se presenta la distribución geométrica de un tablero tipo de losa para el cálculo del peso propio por m^2 . (Tabla 2.3).

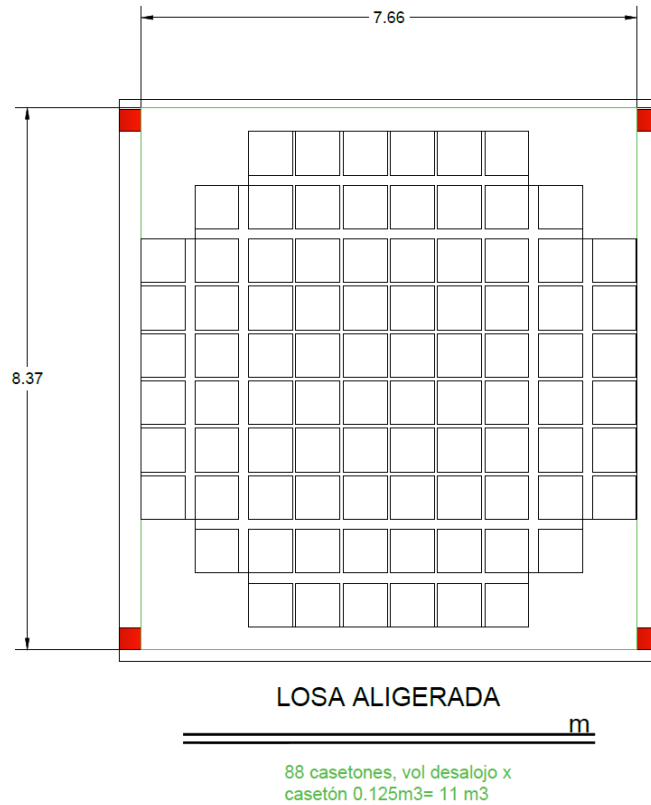


Figura 2.2. Módulo de losa aligerada considerado para la estimación del peso propio por m². Fuente autoría propia, 2023.

Tabla 2.3. Estimación del peso propio de la losa aligerada. Fuente autoría propia, 2023.

Losa nervada					
Concepto	Ancho	Largo	Espesor	P.V.	Volumen
	(m)	(m)	(m)	kg/m ³	m ³
Volumen de concreto tablero	7.66	8.37	0.45	2400	28.85
Volumen casetones	-	-	-	-	11.00
Volumen de concreto	-	-	-	-	17.85

Peso del tablero	42843.34	kg
Peso del tablero por m ²	668	kg/m ²

En las tablas 2.4 a la 2.7 se muestra el cálculo de la sobrecarga muerta en losas para las diferentes áreas que contempla la edificación.

Tabla 2.4. Estimación de la sobrecarga muerta en losas de entrepiso (salones). Fuente autoría propia, 2023.

Carga muerta en losas de entrepiso (salones)					
Concepto	Ancho	Largo	Espesor	P.V.	Peso
	(m)	(m)	(m)	kg/m ³	kg/m ²
Losa	-	-	-	-	668
Mortero	1	1	0.015	2200	33.00
Piso	1	1	0.01	2000	20.00
Instalaciones	-	-	-	-	10.00
Total					731

Nota: El reglamento de 1966 no consideraba incremento de carga por rellenos de mortero y/o losas coladas en sitio, por lo tanto, esta sobrecarga no es considerada en la calibración de los modelos analíticos.

Tabla 2.5. Estimación de la sobrecarga muerta en losas de entrepiso (pasillos). Fuente autoría propia, 2023.

Carga muerta en losas de entrepiso (pasillos)					
Concepto	Ancho	Largo	Espesor	P.V.	Peso
	(m)	(m)	(m)	kg/m ³	kg/m ²
Losa	-	-	-	-	668
Mortero	1	1	0.015	2200	33.00
Piso	1	1	0.01	2000	20.00
Metal desplegado	-	-	-	-	11.00
Instalaciones	-	-	-	-	10.00
Total					742

Tabla 2.6. Estimación de la sobrecarga muerta en losas de azotea (salones). Fuente autoría propia, 2023.

Carga muerta en losa de azotea (salones)					
Concepto	Ancho	Largo	Espesor	P.V.	Peso
	(m)	(m)	(m)	kg/m ³	kg/m ²
Losa	-	-	-	-	668
Mortero	1	1	0.015	2200	33.00
Cuadrado	1	1	0.015	2000	30.00
Relleno	1	1	0.12	1550	186.00
Impermeabilizante	-	-	-	-	10.00
Instalaciones	-	-	-	-	10.00
Total					937

Tabla 2.7. Estimación de la sobrecarga muerta en losas de azotea (pasillos). Fuente autoría propia, 2023.

Carga muerta en losa de azotea (pasillos)					
Concepto	Ancho	Largo	Espesor	P.V.	Peso
	(m)	(m)	(m)	kg/m ³	kg/m ²
Losa	-	-	-	-	668
Mortero	1	1	0.015	2200	33.00
Cuadrado	1	1	0.015	2000	30.00
Relleno	1	1	0.12	1550	186.00
Impermeabilizante	-	-	-	-	10.00
Metal desplegado	-	-	-	-	11.00
Instalaciones	-	-	-	-	10.00
Total					948

Estimación de cargas vivas: no se consideran cargas vivas en la calibración de los modelos analíticos debido a que, durante la realización de las pruebas de vibración ambiental, el edificio se encontraba vacío.

➤ Interacción suelo estructura: para fines de la realización de este trabajo de investigación, no se considera la interacción suelo estructura, ya que de acuerdo a lo descrito en el trabajo de (Polanco, 2020), la frecuencia detectada para el suelo donde se localiza el edificio ING-4, no amerita un estudio de interacción suelo estructura, por lo que puede despreciarse dicho análisis para fines de la calibración del modelo analítico. La estructura se idealizó con apoyos fijos en la base de las columnas, simulando la condición de apoyo que actualmente tiene la estructura.

2.5 Modelos analíticos de la estructura post sismo rehabilitada

Para el caso de la calibración del modelo analítico del edificio rehabilitado, fue importante como primer paso, lograr la calibración del modelo analítico sin rehabilitación. Ya que basados en los modelos analíticos sin rehabilitación se procedió a la calibración de los modelos considerando el reforzamiento de la estructura.

Los parámetros que intervinieron en la calibración de los modelos analíticos con reforzamiento, fueron los mismos que se mencionaron para la fase de la calibración de los

modelos analíticos sin rehabilitación, a excepción de la estructuración considerada, ya que como se mencionó anteriormente el edificio se reforzó con la adición de contravientos en algunas de las crujías de la edificación y mediante la reconstrucción de los muros de mampostería del eje A, proporcionado un incremento de la rigidez lateral de la edificación, la cual modificó las propiedades dinámicas de la estructura.

3 DESCRIPCIÓN Y RESULTADOS DE LOS MODELOS CALIBRADOS

Una vez que se expuso la metodología y las consideraciones de análisis que intervienen en la calibración de los modelos analíticos, se elaboraron alrededor de 19 modelos en el programa Staad.Pro V8i, de los cuales se seleccionaron 9, los que resultan de mayor importancia para este trabajo de investigación ya que resaltan la importancia de los diferentes elementos estructurales y no estructurales en el comportamiento dinámico de la edificación.

Para la calibración de los modelos analíticos con refuerzo (edificio rehabilitado) se calibraron 5 modelos y se seleccionaron 3, se inició con la calibración del modelo analítico sin refuerzo, ya que, se busca tener un punto de comparación del cambio en las propiedades dinámicas de la estructura.

A continuación, se describen los modelos analíticos que se consideran relevantes para este trabajo de investigación, así como los resultados.

3.1 Modelos analíticos calibrados del edificio sin refuerzo.

3.1.1 Modelo esquelético para vibración ambiental.

Se inició la calibración de los modelos analíticos con la elaboración del primer modelo denominado **SR_SinmurosM**, este modelo considera únicamente los elementos estructurales principales columnas, trabes y losas, no considera muros, ni rampas de escaleras. No se considera zona rígida ni diafragma rígido. (Figura 3.1).

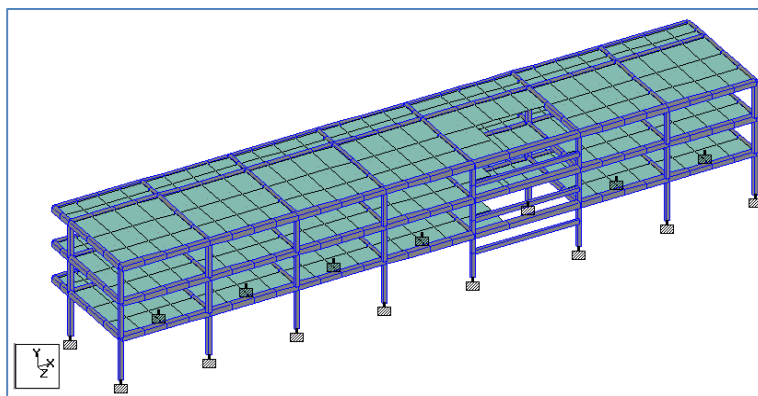


Figura 3.1. Modelo tridimensional (SR_SinmurosM), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

Para la idealización de las losas nervadas, se realizó el cálculo de la sección equivalente para considerar una losa maciza, esta se definió mediante elementos plate en el programa de análisis, despreciando el peso propio de la misma que le asigna el programa, y considerando el peso propio como carga para la definición de la masa de este elemento.

Para la definición de las columnas, el programa nos permite mediante una de las herramientas llamada Section Wizard, crear secciones formadas por placas y perfiles, y calcular las propiedades de la sección como su área, inercia, módulos de sección, etc. (Figura 3.2). Mediante esta herramienta se crea la sección en un archivo independiente con extensión (. UPT), el cual es llamado desde la interfaz del programa Staad.Pro para ingresar y asignar la sección creada al modelo analítico.

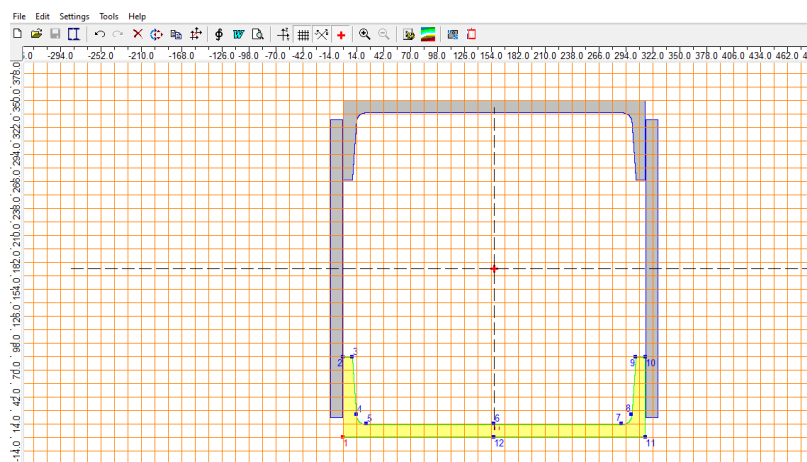


Figura 3.2. Sección compuesta columna de acero, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

En el caso de las traveses de acero, de igual manera que las columnas, el programa permite crear la sección IR formada por 3 placas soldadas, como se identificaron en la inspección visual y levantamiento geométrico. (Figura 3.3).

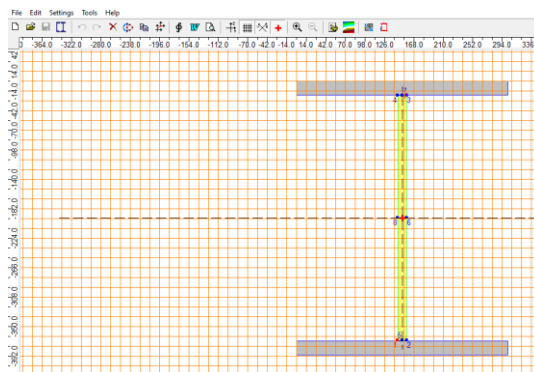


Figura 3.3. Sección compuesta traveses de acero, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

A continuación, se presentan los resultados de las frecuencias analíticas para el modelo **SR_SinmurosM**. (Tabla 3.1).

Tabla 3.1. Resultados de frecuencias obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1T	1.089	0.918	0.052	0.051	90.411
1L	1.147	0.872	31.92	0	0.043
1R	1.247	0.802	59.818	0	0.018
2T	3.586	0.279	0.004	0.423	7.898
2L	3.779	0.265	3.153	0.002	0.004

Modo 1T- Primer modo transversal (dirección Z de acuerdo al programa).

Modo 1L- Primer modo longitudinal (dirección X de acuerdo al programa).

Modo 1R- Primer modo rotacional (alrededor de Y de acuerdo al programa).

Modo 2T- Segundo modo transversal (dirección Z de acuerdo al programa).

Modo 2L- Segundo modo longitudinal (dirección X de acuerdo al programa).

Nótese que, para el primer modo rotacional, la participación de este modo está por encima de la participación del primer modo longitudinal, por lo que rige la torsión.

3.1.2 Modelo esquelético + muros transversales extremos.

Se tomó en consideración este segundo modelo, con el objetivo de observar el inicio de la participación de los elementos no estructurales en la calibración del modelo, como lo son los muros de mampostería.

Al modelo esquelético, se adicionan muros de extremo, considerando elementos *plate* (placa) no hay aportación de rigidez al centro de las columnas ya que se encuentran desligados de estas, derivado del contacto existe aportación de rigidez de piso a techo, como físicamente se encuentran contruidos.

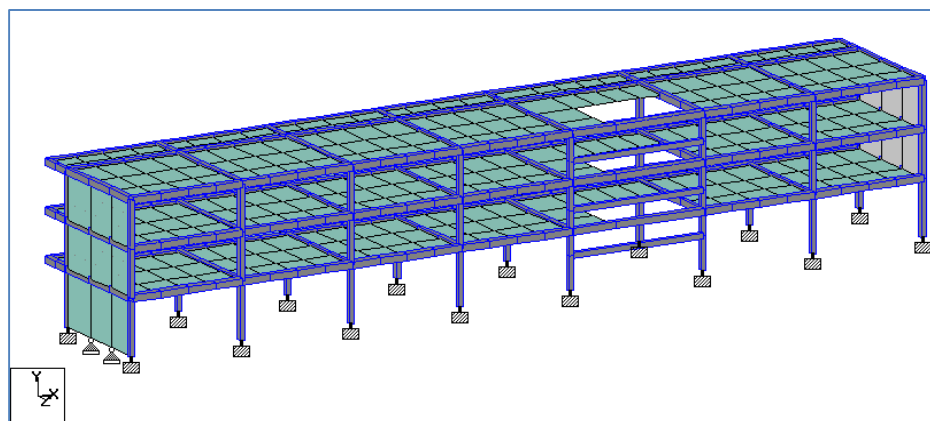


Figura 3.4. Modelo tridimensional (SR_MurosextremoplM), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i.

Fuente autoría propia, 2022.

Para este modelo, denominado **SR_MurosextremoplM**, se obtuvieron los siguientes resultados de frecuencias analíticas.

Tabla 3.2. Resultados de frecuencias (SR_MurosextremoplM) obtenidas mediante el programa Staad.Pro.

Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1L	1.193	0.838	57.514	0.012	29.268
1T	1.222	0.818	33.134	0.032	57.1
1R	1.549	0.646	1.174	0.004	5.272
2T	3.865	0.259	0.622	0.418	5.968
2L	3.923	0.255	6.333	0.072	0.702

Se puede apreciar que las frecuencias para este modelo tienen un incremento, por lo que, para fines de la calibración para vibración ambiental, los muros tienen cierta aportación de rigidez al sistema estructural. Este incremento en las frecuencias oscila en un 8% respecto del modelo esquelético sin muros.

El comportamiento de la estructura para lo que es el primer modo de traslación, se acoplan ambas direcciones tanto en sentido longitudinal (X) como en sentido transversal (Z), si bien no es un modo de torsión, generan un efecto de traslación no uniforme.

3.1.3 Modelo con muros de extremo, muros laterales en cubo de escalera y rampa de escalera.

En la práctica profesional, en la mayoría de los modelos analíticos, no se tiene considerado el modelado de las rampas de escaleras, o cubos de elevadores (cuando estos van ligados a la estructura principal). Estos elementos aportan rigidez al sistema estructural, en algunos casos es tanta la rigidez de estos elementos, que llega a haber concentración de esfuerzos en éstos, debido a que las fuerzas sísmicas siempre se concentrarán en los elementos con mayor rigidez.

Otro de los modelos que se presentan en este trabajo de investigación, es el que considera la adición de la rampa de escalera **SR_MurotransvrmpM**, así como los muros laterales transversales del cubo de ésta.

Es importante mencionar, que la rampa de la escalera, se consideró desligada de los muros laterales que la confinan, ya que actualmente se aprecia que únicamente se apoya sobre las vigas metálicas en los descansos, se desconoce si existe la presencia de pernos de cortante, sin embargo, las buenas prácticas de ingeniería nos hacen suponer que sí cuenta con ellos entre la unión losa-viga.

En la tabla 3.3 se muestran los resultados de las frecuencias que se obtuvieron para el modelo **SR_MurotransvrmpM**.

Tabla 3.3. Resultados de frecuencias (SR_MurotransvrmpM) obtenidas mediante el programa Staad.Pro.

Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1L	1.479	0.676	88.885	0	0.004
1T	2.37	0.422	0.002	0.079	89.478
1R	2.562	0.39	0.163	0.005	1.523
2L	4.313	0.232	8.987	0.003	0.014
2T	5.278	0.189	0.004	0.547	0.235

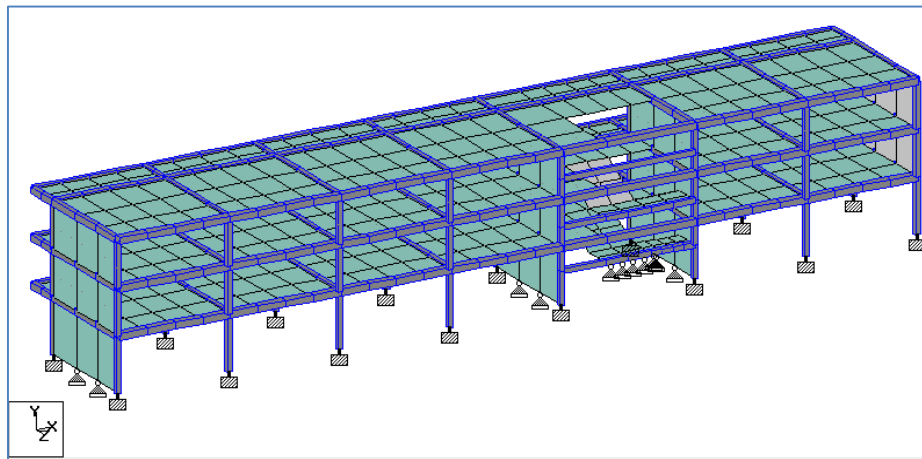


Figura 3.5. Modelo tridimensional (SR_MurotransvrmpM), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i.

Fuente autoría propia, 2022.

Se puede observar que al adicionar la rampa de escalera y los muros laterales a ella, se tiene un incremento significativo en las frecuencias respecto del modelo anterior, cabe hacer notar que el incremento de la frecuencia para el primer modo longitudinal (X) es de aproximadamente de un 23%, mientras que para el primer modo transversal (Z), el incremento de la frecuencia es de hasta un 93%; para el segundo modo longitudinal (X) se incrementa un 11% y para el segundo modo transversal (Z) se tiene un incremento del 34%, en el caso del primer modo rotacional, el incremento es de hasta un 65%.

Estos resultados, nos dan claridad sobre la importancia que tienen las rampas de escalera en los modelos analíticos, en este caso particular nos referimos a escaleras con rampas de concreto reforzado, por ser más rígidas que las escaleras de acero.

3.1.4 Modelo todos los muros transversales y rampa de escalera.

Para la calibración del modelo **SR_M_transv_todos_rmpM** se adicionaron todos los muros transversales al modelo analítico, conservando la rampa de escalera, estos muros, como se comentó anteriormente, se modelaron desligados en toda la longitud de la columna, como se encuentran físicamente, derivado del contacto en piso y techo, existe aportación de rigidez.

En la tabla 3.4 se muestran los resultados de las frecuencias que se obtuvieron para el modelo **SR_M_transv_todos_rmpM**.

Tabla 3.4. Resultados de frecuencias (**SR_M_transv_todos_rmpM**) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación Z %
1L	1.767	0.566	91.488	0	0.0
1T	3.117	0.321	0.066	0.024	12.6
1R	3.478	0.288	0.035	0.173	81.7
2L	5.274	0.19	7.139	0.002	0.0
2T	6.557	0.153	0.03	3.546	0.1

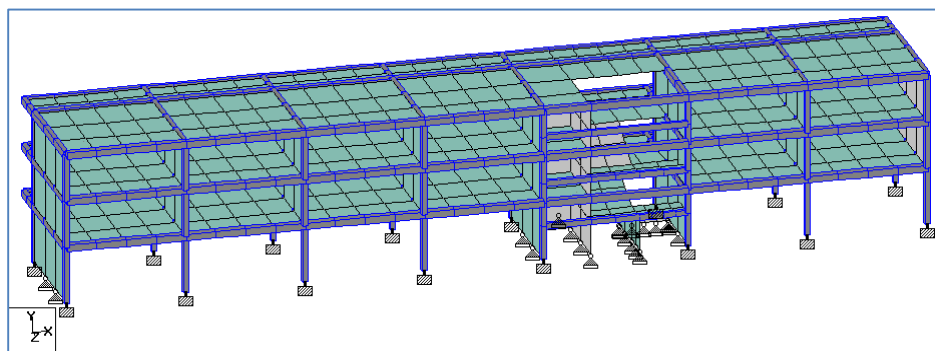


Figura 3.6. Modelo tridimensional (**SR_M_transv_todos_rmpM**) imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

De los resultados que se obtuvieron de este modelo se puede observar que las frecuencias se incrementan para el primer modo longitudinal (X) en un 19% respecto del modelo anterior, para el primer modo transversal (Z), se tiene un incremento de las frecuencias del 32% y para el primer modo rotacional se incrementan las frecuencias en un

35%, para los segundos modos longitudinal (X) y transversal (Z) el incremento es de 22% y 24% respectivamente.

Se concluye que, para fines de la calibración para vibración ambiental, los muros transversales aportan rigidez al sistema estructural.

3.1.5 Modelo completo, todos los muros transversales y longitudinales.

Para la calibración del modelo **SR_M_transvt&longtrmpM**, se contaba con todos los muros transversales, rampa de escaleras; se procedió al modelado de los muros longitudinales, estos muros tienen la particularidad de que se encuentran desfasados de los ejes de columnas, existe una separación entre el paño de las columnas y los muros de aproximadamente 5 cm. En la fachada principal, los muros longitudinales de planta baja aportan rigidez al sistema estructural, derivado del contacto que tienen estos entre la losa de piso y techo. Los muros del primer nivel y segundo nivel, nuevamente en la fachada principal, estos muros pierden continuidad ya que a una altura aproximada de 1.85 m se encuentran ventanas que evitan el contacto de los muros con la losa de entrepiso respecto de su desplante.

Para los muros longitudinales de la fachada posterior, se modeló el muro de planta baja, el cual también tiene una cierta aportación de rigidez al sistema estructural, ya que existe contacto del muro de piso a techo. Los parasoles que se localizan de igual manera en la fachada posterior, se observó que se encuentran adosados a la estructura principal, en lo particular en las losas de entrepiso mediante algunos pasadores de varilla, por lo que difícilmente aportarán rigidez al sistema, por lo que estos elementos no fueron modelados para fines de la calibración.

Para la modelación de los muros longitudinales, se hizo la consideración de modelar los muros excéntricos como se encuentran físicamente construidos, con la finalidad de contar con un modelo más refinado, que nos dé mayor certidumbre de los resultados de la calibración.

En la tabla 3.5 se muestran los resultados de las frecuencias que se obtuvieron para el modelo **SR_M_transvt&longtrmpM**.

Tabla 3.5. Resultados de frecuencias (SR_M_transvt&longtrmpM) obtenidas mediante el programa Staad.Pro.

Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1L	2.516	0.397	75.261	0.006	0.062
1T	3.06	0.327	0.189	0.044	25.973
1R	3.482	0.287	0.303	0.07	69.451
2L	6.627	0.151	0.411	2.509	0.049
2T	6.688	0.15	0.112	3.266	0.092

En la figura 3.7, se pueden observar los muros longitudinales, particularmente los muros de primer y segundo nivel, los cuales no tienen contacto con la losa superior a la de su desplante, como físicamente se encuentra construido.

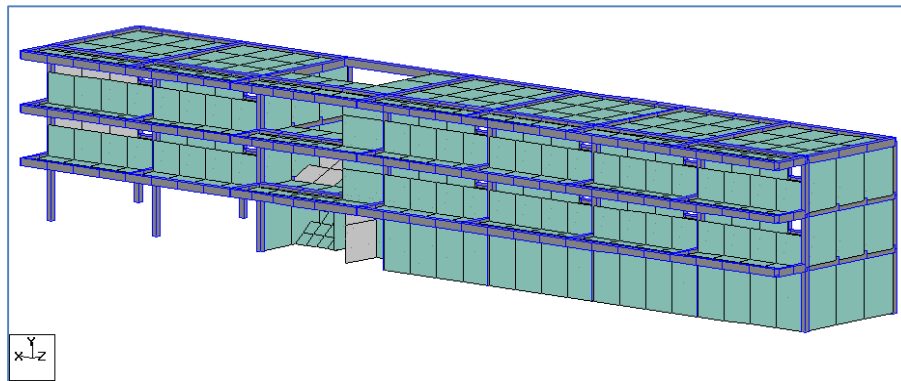


Figura 3.7. Modelo tridimensional (SR_M_transvt&longtrmpM), fachada principal, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

En la figura 3.8, se puede observar el muro longitudinal sobre fachada posterior, este muro si tiene contacto de piso a techo, sin embargo, se encuentra desfasado del eje de columnas principales, por lo que se idealizó como físicamente se encuentra construido.

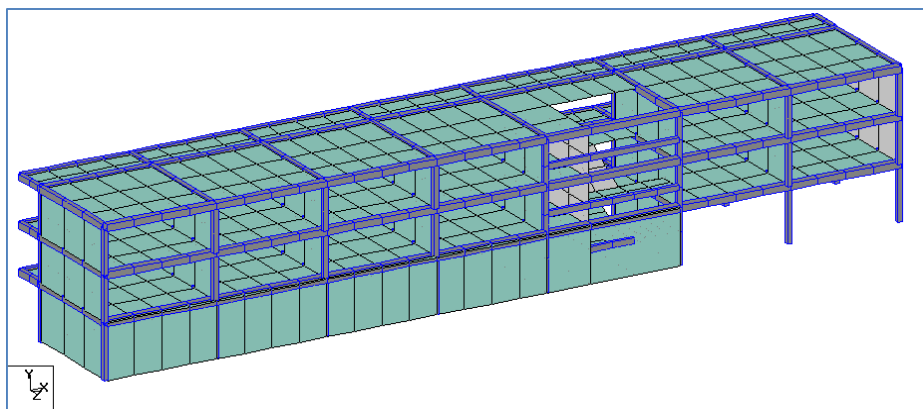


Figura 3.8. Modelo tridimensional (SR_M_transvt&longtrmpM) fachada posterior, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

De los resultados que se obtuvieron para este modelo, considerando todos los muros transversales y longitudinales, se registró un incremento significativo de la frecuencia para el primer modo longitudinal (X) de hasta un 42% respecto del modelo anterior, en el caso del primer modo transversal (Z), se registró un decremento en la frecuencia de un 2%, este último punto no significa que la estructura pierda rigidez en este sentido, sino más bien, hay una redistribución de las rigideces en la estructura. Para el caso del primer modo rotacional, se registró un incremento no mayor del 1%, para los segundos modos longitudinal (X) y transversal (Z) el incremento es de 26% y 2% respectivamente.

Se puede observar que, el comportamiento dinámico para el sentido transversal (Z), se rige por el modo rotacional, al tener un mayor porcentaje de participación de la masa modal.

3.1.6 Modelos calibrados bajo consideración de zona rígida.

Como se comentó al inicio de este capítulo, los modelos descritos hasta la sección 3.1.5, corresponden a la estructura sin refuerzo, sin considerar zonas rígidas, ni diafragmas rígidos. Para los modelos que se describirán a continuación, se tomó la consideración de la zona rígida entre la unión viga-columna, y capitel-columna.

La unión de la viga-columna se representa como una rigidez o zona rígida que tiene dimensiones horizontales iguales a las dimensiones en la sección transversal y la dimensión

vertical equivale a la profundidad de la viga, excepto que se permitirá una articulación mayor donde la viga es más ancha que la columna y cuando está justificado por la evidencia experimental, (Ocaña, 2016).

La consideración de zona rígida, con frecuencia es despreciada en algunos despachos que se dedican al diseño estructural, ya que algunos programas de análisis, consideran el modelado de los elementos estructurales columnas y trabes a ejes centroidales. Para el caso del programa Staad.Pro, es necesario definir el porcentaje de zona rígida que se desea considerar, mediante un comando denominado “*Offset*”.

Se calibraron 5 modelos analíticos con diferentes consideraciones de zona rígida, sin embargo, solo se presentan los resultados obtenidos de 2 modelos calibrados considerando zona rígida entre la unión viga-columna y capitel columna.

3.1.6.1 Modelo calibrado zona rígida viga-columna al 50% en dirección longitudinal (x).

El modelo denominado **SR_M_ZR50%X**, se calibra partiendo del último modelo descrito en el punto 3.1.5. Se tomó el 50% de la zona rígida con fines de observar la aportación de rigidez de la unión viga columna y refinar el modelo matemático para lograr una mejor aproximación a las frecuencias obtenidas de manera experimental.

En la tabla 3.6 se muestran los resultados de las frecuencias que se obtuvieron para el modelo **SR_M_ZR50%X**.

Tabla 3.6. Resultados de frecuencias (SR_M_ZR50%X) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1L	2.536	0.394	75.36	0.006	0.056
1T	3.069	0.326	0.227	0.045	26.149
1R	3.49	0.287	0.32	0.07	69.285
2L	6.653	0.15	0.416	2.424	0.048
2T	6.712	0.149	0.109	3.264	0.092

En la figura 3.9, se puede observar la asignación de la zona rígida en la dirección de análisis X en el modelo analítico, para este modelo no se consideró la zona rígida en la dirección transversal de análisis.

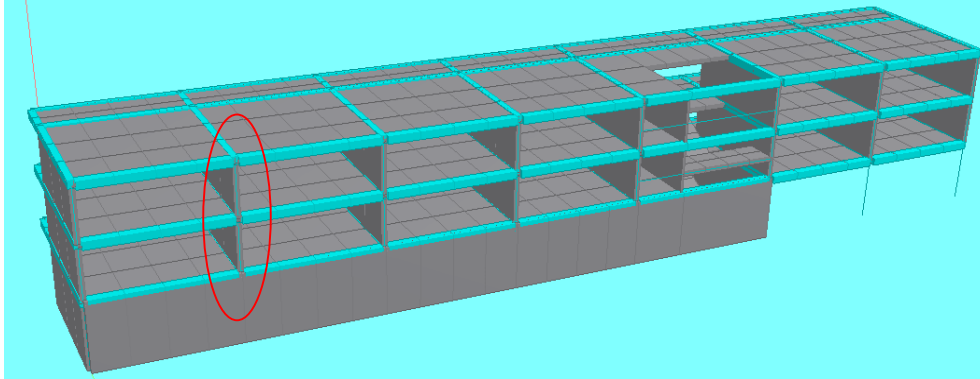


Figura 3.9. Modelo tridimensional (SR_M_ZR50%X), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

En este caso se observó que la modificación en la frecuencia en el sentido longitudinal (primer modo) donde se definió el 50% de la zona rígida, se tiene un incremento no mayor del 1%, poco significativo respecto del modelo SR_M_transvt&longtrmpM.

3.1.6.2 Modelo calibrado zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis (x), (z).

Derivado de la poca relevancia que tuvo la consideración de la zona rígida viga-columna, se optó por considerar la zona rígida que se genera entre el capitel de la losa y la columna, modelo **SR_M_ZR100%XZ**, dadas las condiciones físicas que presenta la estructura. Para ello se consideraron 80 cm a partir del eje de la columna, en proporción a la dimensión del capitel, para este caso en la dirección longitudinal (X) y transversal (Z) de análisis.

En la tabla 3.7 se muestran los resultados de las frecuencias que se obtuvieron para el modelo SR_M_ZR100%XZ.

Tabla 3.7. Resultados de frecuencias (SR_M_ZR100%XZ) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1L	2.653	0.377	75.902	0.004	0.027
1T	3.139	0.319	0.52	0.044	27.424
1R	3.545	0.282	0.434	0.065	68.116
2L	6.838	0.146	0.559	0.539	0.009
2T	6.881	0.145	0.002	3.806	0.091

En la figura 3.10 se puede observar, la asignación de la zona rígida en la dirección de análisis longitudinal (X) y transversal (Z) en el modelo analítico, al 100% capitel-columna.

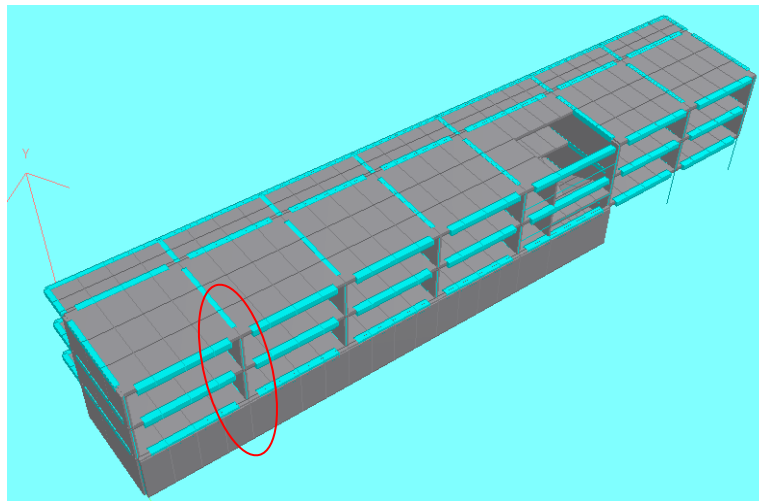


Figura 3.10. Modelo tridimensional (SR_M_ZR100%XZ), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i.

Fuente autoría propia, 2022.

De los resultados de este modelo, se pudo observar un incremento en las frecuencias más significativo, del orden de un 5% para el primer modo longitudinal (X), y de un 2.5% para el primer modo transversal (Z). Para el primer modo rotacional, se tuvo un incremento del 1.8% y para los segundos modos longitudinal (X) y transversal (Z), un 3.1% y 2.8% respectivamente, lo anterior respecto del modelo SR_M_transvt&longtrmpM.

Por otro lado, se calibraron 2 modelos bajo la consideración de zona rígida y diafragma rígido, para este caso, el diafragma rígido no reflejo el comportamiento esperado por lo que se despreció dicho diafragma en la calibración del modelo analítico, llegando a este último modelo calibrado, únicamente con zona rígida y sin diafragma.

En la práctica profesional es importante tomar en cuenta la revisión del diafragma rígido, ya que algunas veces no se cumple este criterio, esto puede deberse al tipo de sistema de losa empleado o por tener una planta alargada (esbelta), el considerar diafragma rígido sin tener la seguridad de que el sistema de losa trabaja de esta manera, puede ocasionar una sobreestimación de la rigidez y de los desplazamientos laterales de la estructura que se esté analizando.

3.1.7 Modelo calibrado con módulo de elasticidad de diseño para la mampostería.

Se consideró un último modelo calibrado para el edificio sin refuerzo, para este modelo se empleó un módulo de elasticidad diferente al considerado en el resto de los modelos que se han descrito hasta esta sección, basado en el trabajo de investigación denominado “Ensayo de muros de mampostería confinada con diferente longitud y uso de piezas multiperforadas de arcilla” (Pérez, Flores, & Olalde, 2008).

(Pérez, Flores, & Olalde, 2008), dan recomendaciones para el análisis de estructuras de mampostería, así como algunos datos obtenidos mediante el modelado a escala natural de muretes de mampostería, los cuales fueron ensayados hasta llevarlos a la falla.

Para este modelo denominado SR_M_transv_todos_rmpM_ED se consideró un módulo de elasticidad de $43,347 \text{ kg/cm}^2$, se tomó como base el modelo SR_M_transv_todos_rmpM, el principal objetivo de incluir este modelo, es contar con un modelo matemático representativo de niveles de esfuerzo mayores a los de vibración ambiental, se describirá más a detalle en el subcapítulo 5.1.1. Las diferencias respecto de este modelo, es que se modificó el valor de módulo de elasticidad de los muros de mampostería y se eliminaron los muros longitudinales del modelo, agregando la masa de estos muros para fines de la calibración de este modelo, a continuación, en la tabla 3.8 se muestran las frecuencias de vibrar para el modelo SR_M_transv_todos_rmpM_ED.

Tabla 3.8. Resultados de frecuencias (SR_M_transv_todos_rmpM_ED) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación Z %
1L	1.722	0.581	92.034	0.001	0.0
1T	2.813	0.355	0.064	0.03	21.6
1R	3.145	0.318	0.096	0.118	73.5
2L	5.09	0.196	6.74	0.018	0.018
2T	6.558	0.152	0.001	9.52	0.266

Como se puede observar, al cambiar el módulo de elasticidad el valor de las frecuencias respecto del modelo SR_M_transv_todos_rmpM, se reducen en un 2.5% para el primer modo longitudinal (X), un 10% para el primer modo transversal (Z) y un 10% para el primer modo rotacional. Cabe destacar, que la diferencia entre los valores de los módulos de elasticidad empleados, es de un 24.5%.

3.2 Modelos calibrados del edificio ING-4 rehabilitado.

Una vez que se llegó a la calibración del modelo analítico sin refuerzo, se continuo con la calibración del modelo analítico rehabilitado, lo anterior, tomando como base 2 de los modelos calibrados sin refuerzo (SR_M_transvt&longtrmpM y SR_M_ZR100%XZ). A continuación, se describen los resultados obtenidos para los modelos calibrados del edificio rehabilitado.

3.2.1 Modelo calibrado reforzado sin considerar zona rígida.

Para la calibración del modelo denominado REF_M_SINZR, se consideraron todos los elementos estructurales y no estructurales, descritos en el subcapítulo 3.1 Modelos analíticos calibrados del edificio sin refuerzo. Se parte de un modelo sin considerar zonas rígidas, se agregan al modelo los elementos de refuerzo como lo son los contravientos verticales articulados en sus extremos y unidos mediante un nodo en la intersección en que se cruzan para el caso de los contravientos en X, como físicamente se encuentran habilitados.

Se considera el muro de mampostería sobre el eje A y en todos los niveles, como muro diafragma, este muro formó parte de la rehabilitación, ya que se observa que se habilitó de tal manera que aportara rigidez y resistencia ante cargas laterales a las columnas que

confinan dicho muro, al notar la ausencia de juntas laterales entre el muro y la columna de acero. El modelado de este muro, se consideró ligado a las columnas a lo largo de las mismas, con el objetivo de considerar la aportación de rigidez lateral como físicamente se encuentra construido. El muro se modelo mediante elementos *plate*, mediante *releases* (denominados así en el programa Staad.Pro), se libera el muro para tomar solo la rigidez a cortante.

En la figura 3.11, se observa el modelo con la adición de los elementos de refuerzo, tanto en sentido longitudinal como transversal, así como el muro diafragma sobre el eje A.

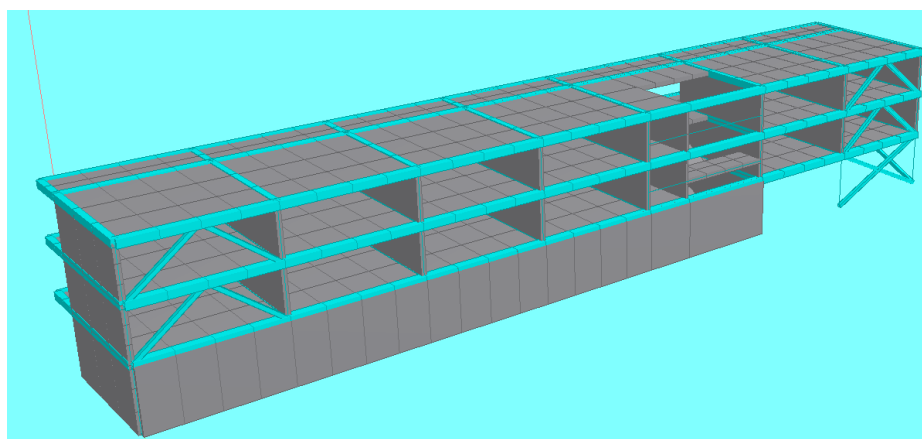


Figura 3.11. Modelo tridimensional (REF_M_SINZR), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

En la tabla 3.9 se muestran los resultados de las frecuencias que se obtuvieron para el modelo **REF_M_SINZR**.

Tabla 3.9. Resultados de frecuencias (REF_M_SINZR) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1L	3.974	0.252	70.882	0.02	8.658
1T	3.465	0.289	2.75	0.087	73.61
1R	4.323	0.231	9.355	0.127	11.248
2L	7.186	0.139	0.039	0.005	0.021
2T	7.106	0.141	0.007	10.65	0.692

De la tabla de resultados de este modelo, se puede observar que hay un incremento importante en las frecuencias respecto del modelo calibrado descrito en el subcapítulo 3.1.5,

(Modelo SR_M_transvt&longtrmpM), sin refuerzo y sin considerar zona rígida, del orden de un 57.9% para el primer modo longitudinal (X), y de un 13.2% para el primer modo transversal (Z). Para el modo rotacional, se tuvo un incremento del 24.2% y para los segundos modos longitudinal y transversal, un 8% y 6% respectivamente.

Nótese la importancia de los contravientos ante el cambio en el comportamiento dinámico, al rigidizar el sistema estructural.

3.2.2 *Modelo calibrado reforzado considerando zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis (x), (z).*

El segundo modelo calibrado reforzado fue el denominado **REF_M_ZR100%**, la diferencia respecto del modelo descrito en el subcapítulo 3.2.1, es la consideración de la zona rígida capitel-columna al 100% en ambas direcciones de análisis longitudinal y transversal (x,z). En ninguno de los casos se consideró diafragma rígido, de acuerdo a la explicación que se dio previamente respecto de este punto en el subcapítulo 1.3.1 y 3.1.6.3.

En la figura 3.12, se presenta el modelo en donde se puede observar la adición de los elementos de refuerzo, tanto en sentido longitudinal como transversal, así como el muro diafragma sobre el eje A y la consideración de zona rígida capitel-columna.

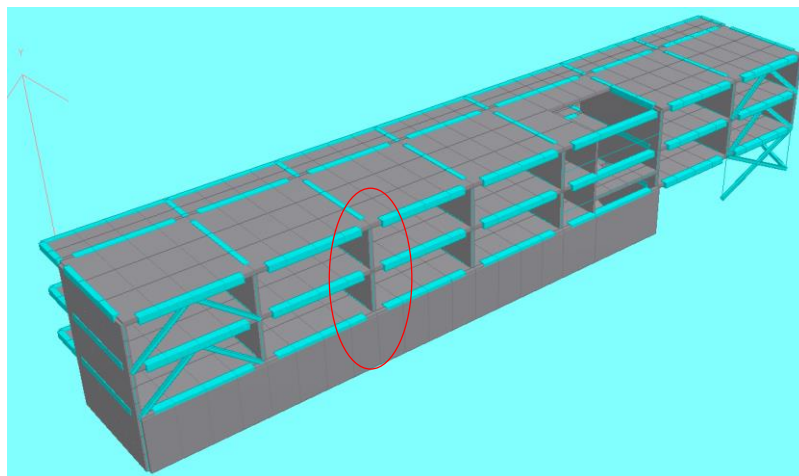


Figura 3.12. Modelo tridimensional (REF_M_ZR100%), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i.

Fuente autoría propia, 2022.

En la tabla 3.10 se muestran los resultados de las frecuencias que se obtuvieron para el modelo REF_M_ZR100%.

Tabla 3.10. Resultados de frecuencias (REF_M_ZR100%) obtenidas mediante el programa Staad.Pro. Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas, periodos y participaciones modales.					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1L	4.067	0.246	68.927	0.027	9.122
1T	3.53	0.283	2.546	0.084	74.222
1R	4.415	0.226	11.943	0.112	10.281
2L	7.518	0.133	0.092	0.146	0.001
2T	7.47	0.134	0.003	12.533	1.262

De los resultados obtenidos para este modelo, se presenta un incremento poco significativo en las frecuencias respecto del modelo calibrado descrito en el subcapítulo 3.2.1., (Modelo REF_M_SINZR), del orden de un 2.3% para el primer modo longitudinal (X), y de un 1.8% para el primer modo transversal (Z). Para el modo rotacional, se tuvo un incremento del 2.1% y para los segundos modos longitudinal y transversal, un 4.6% y 5.1% respectivamente.

3.2.3 Modelo calibrado reforzado, con módulo de elasticidad de diseño para la mampostería.

De igual manera que para el edificio sin refuerzo, se consideró un cambio en el valor del módulo de elasticidad para uno de los modelos calibrados reforzados. Se tomó como base el modelo REF_M_SINZR, al cual se le asignó el mismo valor del módulo de elasticidad que al modelo SR_M_transv_todos_rmpM_ED descrito en el subcapítulo 3.1.7., al igual que el modelo descrito en el subcapítulo 3.1.7, el objetivo es contar con un modelo matemático representativo de niveles de esfuerzo mayores a los de vibración ambiental.

En la figura 3.13, se puede observar el modelo analítico sin considerar los muros longitudinales de planta baja, primer nivel y segundo nivel, así como los elementos de refuerzo que se adicionaron para su rehabilitación.

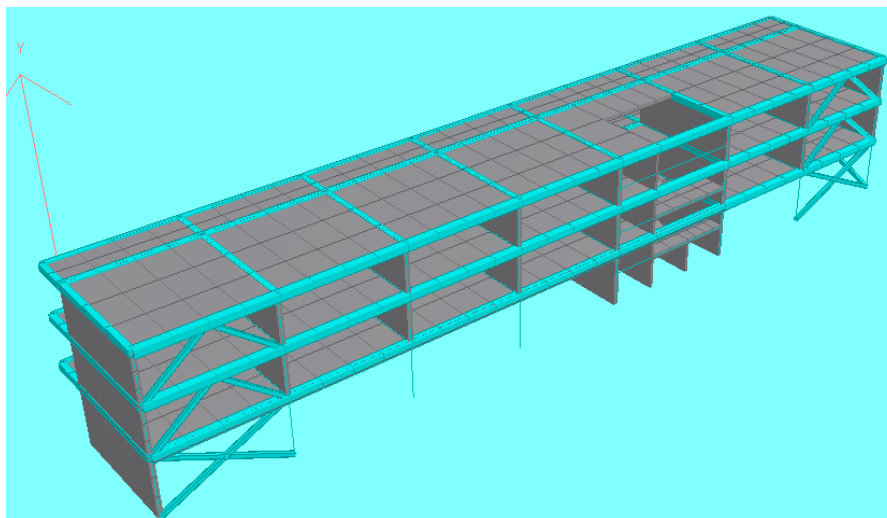


Figura 3.13. Modelo tridimensional (REF_M_SINZR_ED), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i.

Fuente autoría propia, 2022.

A continuación, en la tabla 3.11 se presentan los resultados de las frecuencias analíticas para el modelo calibrado denominado REF_M_SINZR_ED.

Tabla 3.11. Resultados de frecuencias (REF_M_SINZR_ED) obtenidas mediante el programa Staad.Pro.

Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias analíticas Hz					
Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Participación en X %	Participación en Y %	Participación en Z %
1L	3.354	0.298	80.577	0.006	10.085
1T	3.128	0.32	8.442	0.126	65.964
1R	4.006	0.25	1.268	0.113	16.927
2L	6.806	0.147	0.025	17.838	1.038
2T	6.967	0.144	0.018	0.046	0.042

Como se puede observar en la tabla 3.11, las frecuencias decrecen respecto de los 2 modelos calibrados reforzados anteriores, tomando como referencia el modelo calibrado reforzado sin zona rígida (REF_M_SINZR), se tiene que la frecuencia para el primer modo longitudinal decrece en un 15.6 %, para el primer modo transversal un 10% y para el primer modo rotacional 7.3%.

3.3 Formas modales de la edificación.

Las formas modales (también llamados modos normales) se pueden definir como la amplitud relativa de los desplazamientos en las coordenadas de un sistema de múltiples grados de libertad que vibra en una de las frecuencias naturales (Paz & Leigh, 2004).

La importancia del cálculo de los modos de vibrar, es que definen la forma en que oscila la estructura para ese modo en específico. La cantidad de modos de vibrar de la estructura se define por el número de grados de libertad, y para cada uno de ellos puede darse una respuesta acoplada o desacoplada. Esto quiere decir que un modo de vibrar puede no ser estrictamente de traslación o torsional, sino que puede presentar cierto porcentaje de traslación (en una o dos direcciones) y cierto porcentaje en torsión (Cordero, 2017) .

3.3.1 Formas modales del edificio sin rehabilitación.

Las formas modales de la edificación, se obtuvieron mediante los desplazamientos modales que presenta el programa de análisis, se normalizaron con respecto a la azotea y se dibujaron las formas modales mediante gráficos en Excel de diferentes ejes (en algunos casos). A continuación, se presentan las formas modales del edificio sin rehabilitación para los primeros modos de traslación, (en el sentido longitudinal (X) y transversal (Z)) y primer modo de torsión.

La orientación de los ejes, está dada de acuerdo a las plantas estructurales mostradas en el capítulo 1.2.2. La figura 3.14 a la 3.16, muestra el primer modo de vibrar de traslación en el sentido longitudinal (traslación en X), para el modelo calibrado sin refuerzo SR_M_ZR100%XZ.

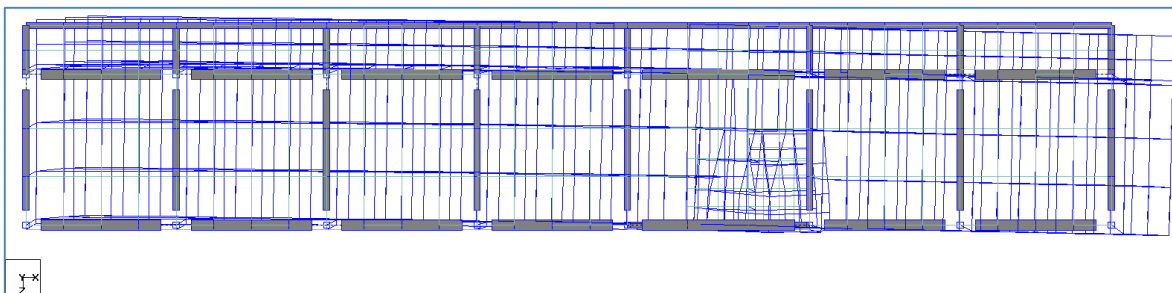


Figura 3.14. Primer modo de vibrar de traslación en dirección X (SR_M_ZR100%XZ), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

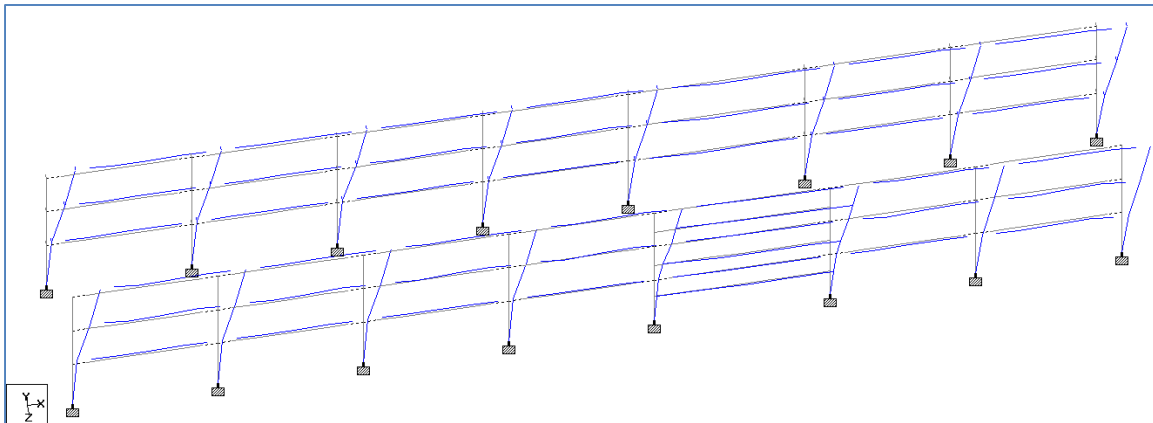


Figura 3.15. Primer modo de vibrar de traslación en dirección X (SR_M_ZR100%XZ), vista en elevación, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

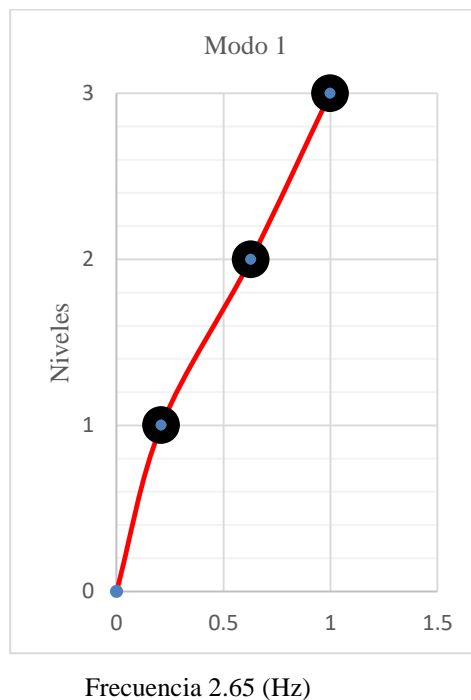


Figura 3.16. Forma modal, modo 1 en traslación dirección X (SR_M_ZR100%XZ). Fuente autoría propia, 2022.

Para el caso del primer modo de vibrar en traslación en el sentido longitudinal, se puede observar que la estructura se deforma casi de manera uniforme sentido longitudinal (X), además de que la participación modal de este modo corresponde a un 75% de la masa modal. De los modos de traslación, predomina este modo respecto del modo transversal, con

una mayor participación, por lo que se vuelve el modo fundamental de vibrar para el edificio sin refuerzo.

La figura 3.17 a la 3.20, muestra el primer modo de vibrar de traslación en el sentido transversal (traslación en Z), para el modelo calibrado sin refuerzo SR_M_ZR100%XZ.

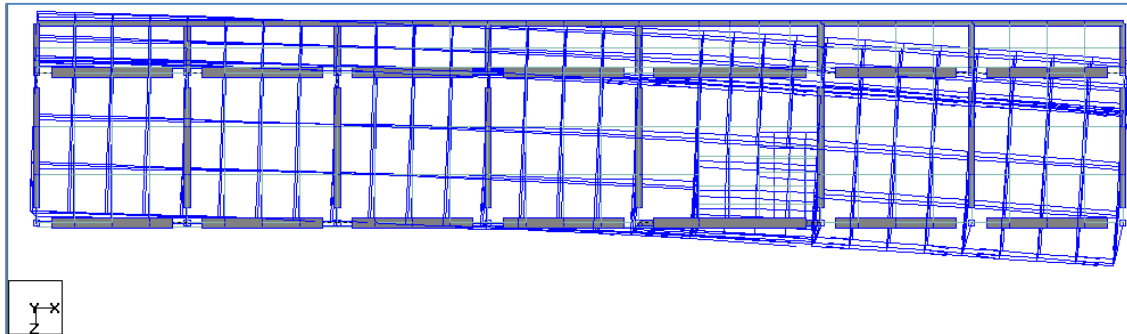


Figura 3.17. Primer modo de vibrar de traslación en sentido transversal Z (SR_M_ZR100%XZ), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

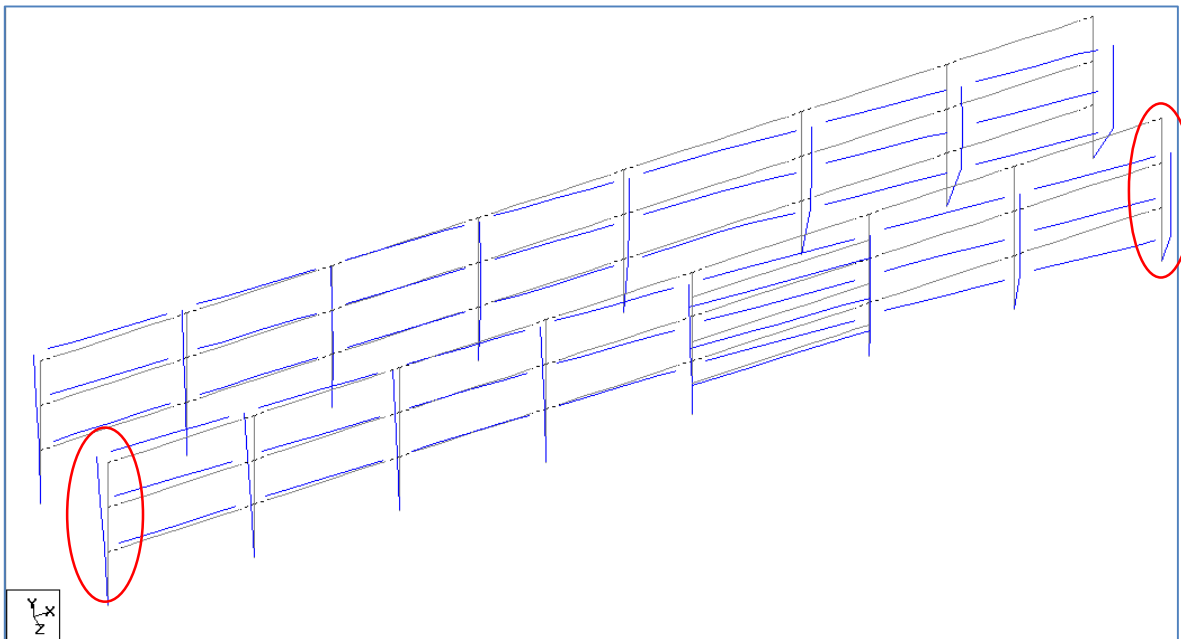


Figura 3.18. Primer modo de vibrar de traslación en sentido transversal Z (SR_M_ZR100%XZ), vista en isométrico, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

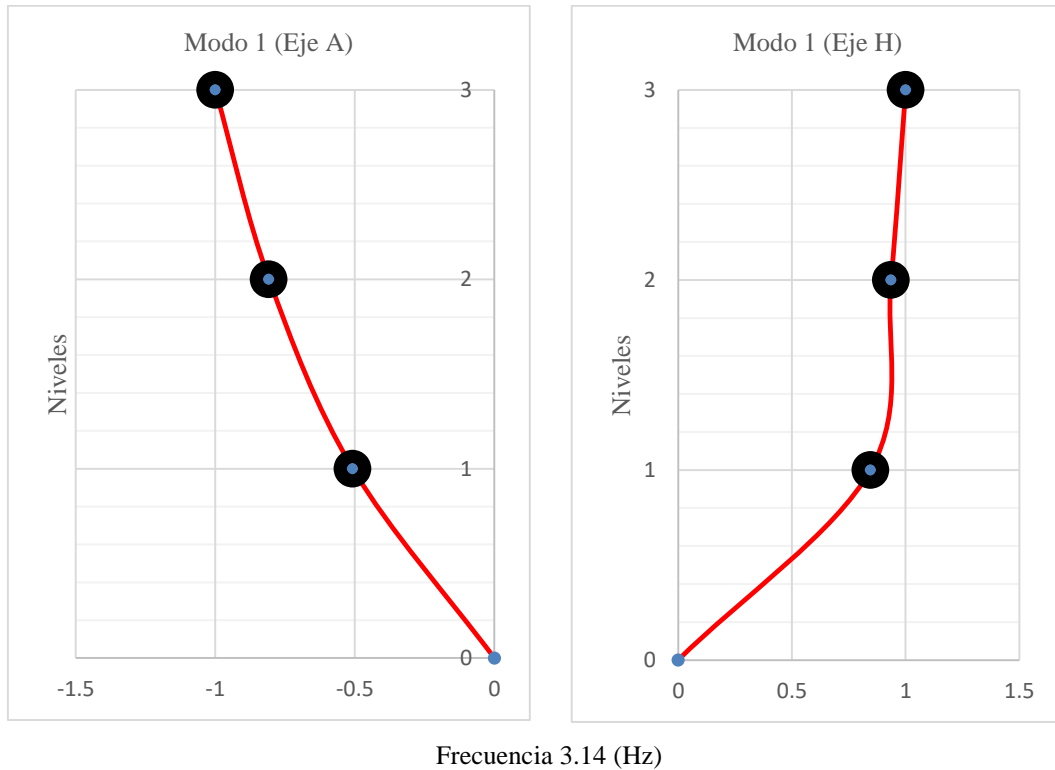


Figura 3.19 y 3.20. Forma modal, modo 1 en traslación sentido transversal Z (SR_M_ZR100%XZ). Fuente autoría propia, 2022.

Para la forma modal en traslación en el sentido transversal Z, se graficó la forma modal de los ejes de extremo (Ejes A y H), con el objetivo de poder visualizar el efecto de torsión que se presenta en este modo, a pesar de ser un modo en traslación, la deformación no es uniforme en el sentido transversal, tampoco en le longitudinal, pero es menos evidente. La participación modal de este modo corresponde a un 27.42% de la masa modal.

La figura 3.21 a la 3.24, muestra el primer modo de vibrar de torsión, lo anterior es posible visualizarlo gráficamente, la participación de este modo se da en el sentido transversal (Z) con un 68.11% de la masa modal, lo anterior, para el modelo calibrado sin rehabilitar SR_M_ZR100%XZ.

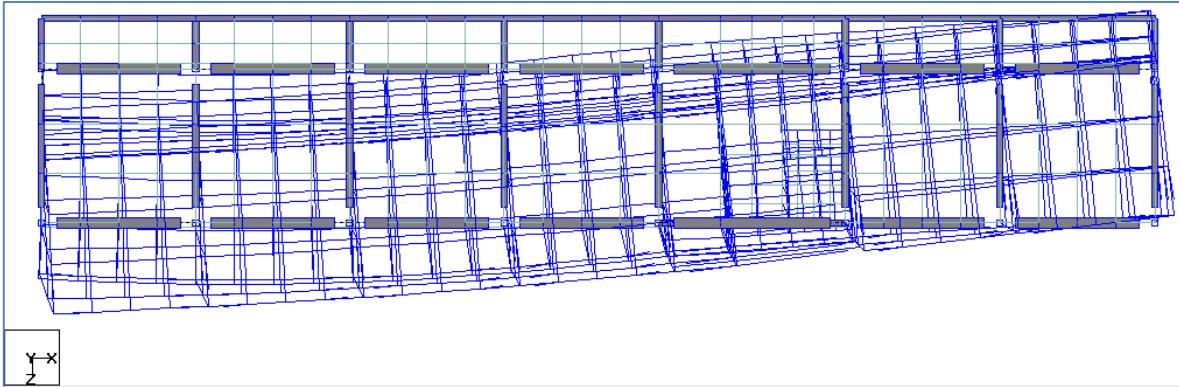


Figura 3.21 Primer modo de vibrar de torsión (SR_M_ZR100%XZ), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

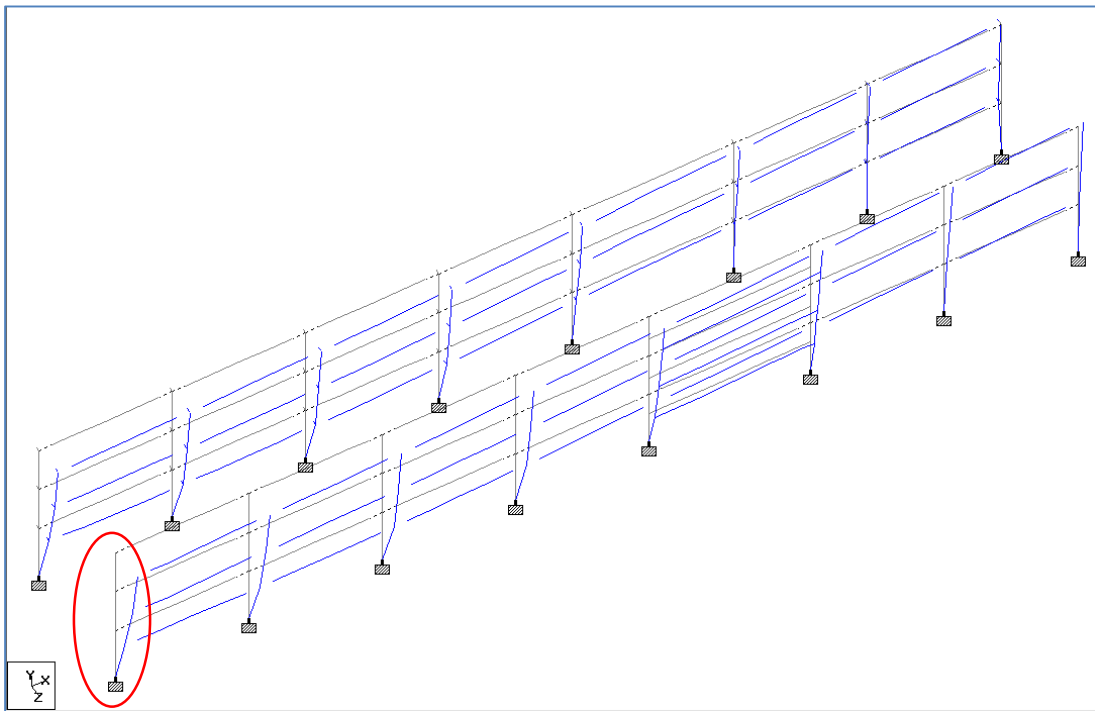


Figura 3.22 Primer modo de vibrar de torsión, vista en isométrico (SR_M_ZR100%XZ), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

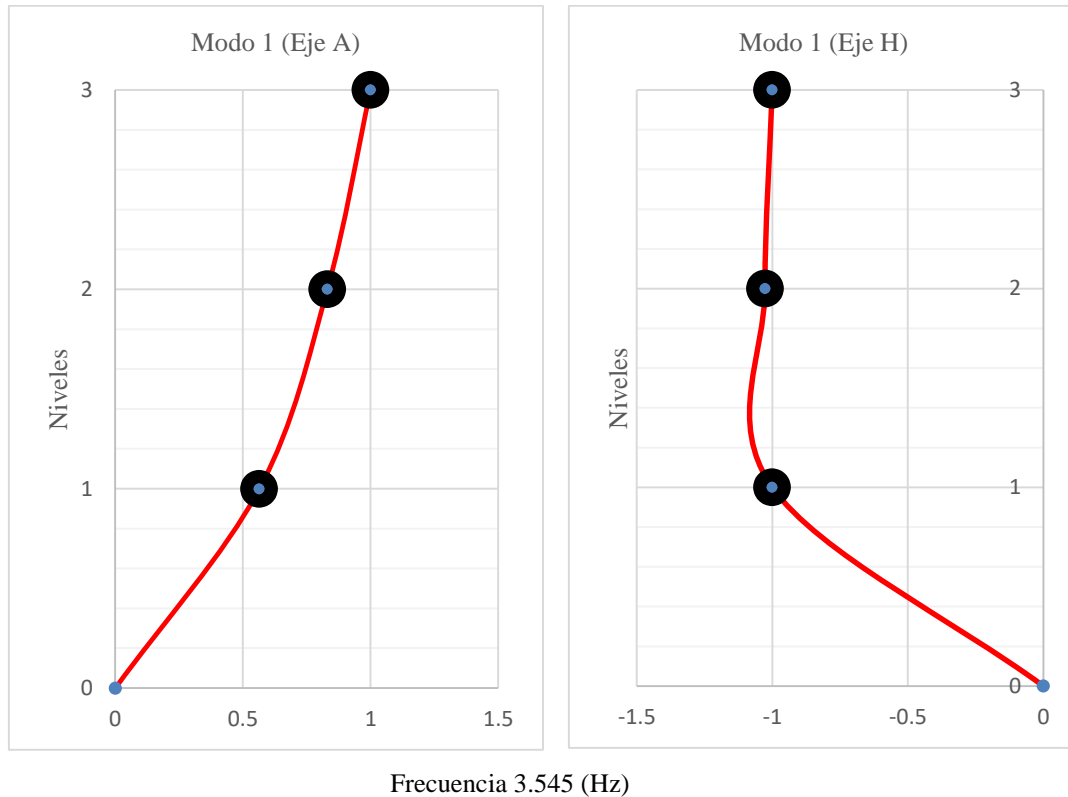


Figura 3.23 y 3.24. Forma modal, modo 1 de torsión (SR_M_ZR100%XZ). Fuente autoría propia, 2022.

Para la forma modal en torsión, se observa un comportamiento particular en el eje H, pues el desplazamiento modal resulta del mismo orden en el primer y tercer nivel (azotea), siendo ligeramente mayor el del segundo nivel. Se graficó la forma modal de los ejes de extremo (Ejes A y H), con el objetivo de poder visualizar el efecto de torsión que se presenta en este modo de vibrar.

3.3.2 Formas modales del edificio rehabilitado.

Las formas modales para el edificio rehabilitado, se obtuvieron mediante la misma metodología descrita en el capítulo 3.3.1. A continuación, se presentan las formas modales del edificio reforzado para los primeros modos de traslación, (en el sentido longitudinal (X) y transversal (Z)) y primer modo de torsión.

La orientación de los ejes, está dada de acuerdo a las plantas estructurales mostradas en el capítulo 1.2.2. La figura 3.25 a la 3.27, muestra el primer modo de vibrar de traslación

en el sentido longitudinal (traslación en X), para el modelo calibrado rehabilitado REF_M_ZR100%.

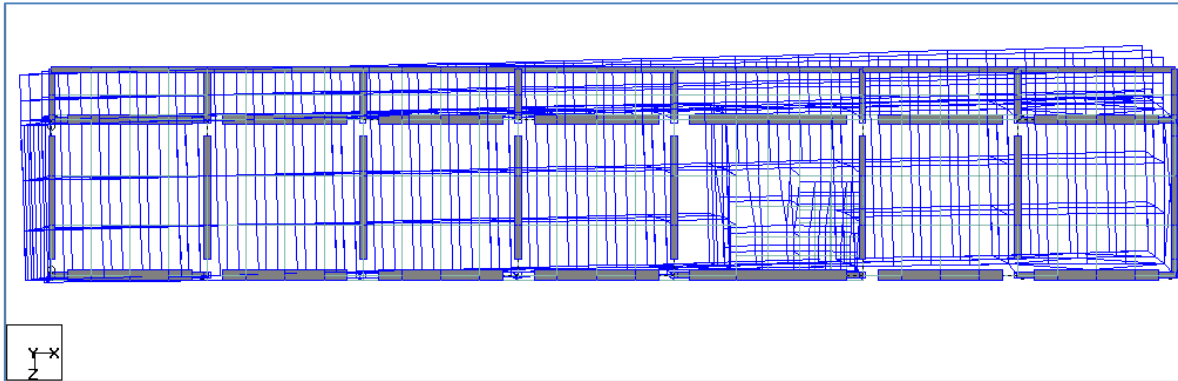


Figura 3.25. Primer modo de vibrar de traslación en sentido longitudinal X (REF_M_ZR100%), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

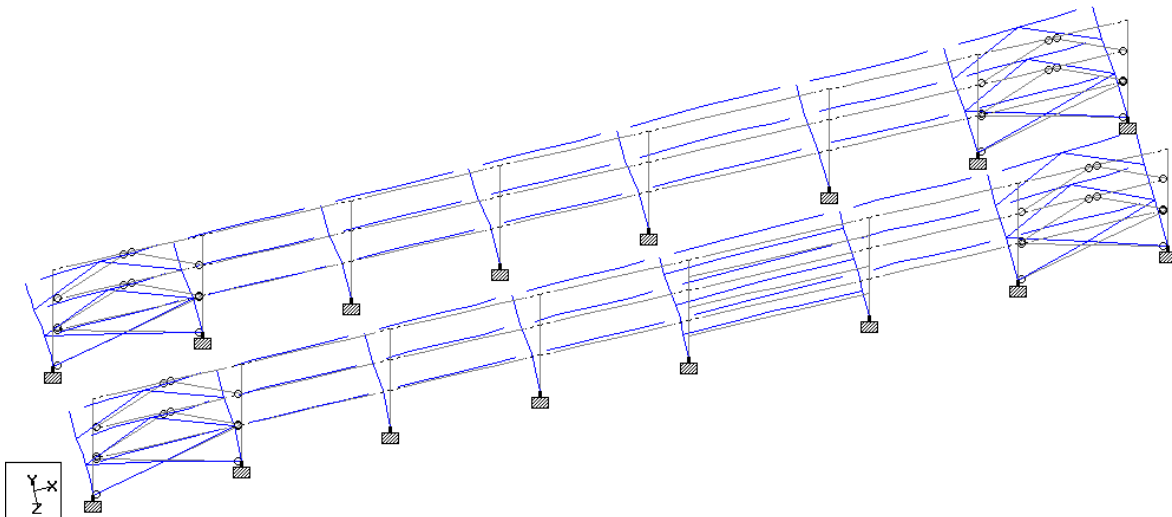


Figura 3.26. Primer modo de vibrar de traslación en sentido longitudinal X (REF_M_ZR100%), vista en elevación, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

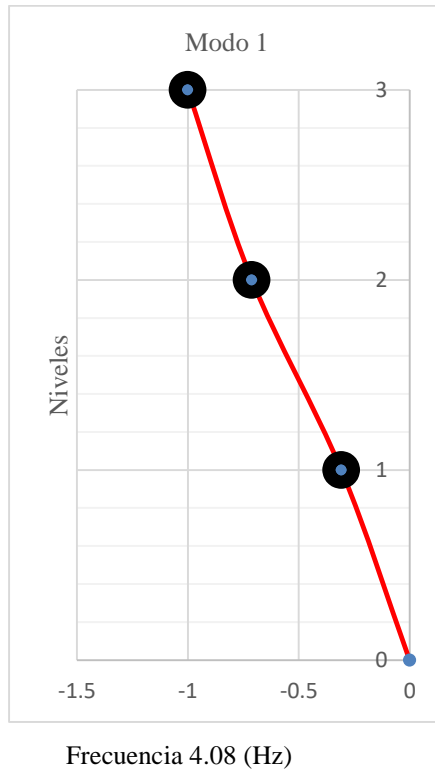


Figura 3.27. Forma modal, modo 1 en traslación en sentido longitudinal X (REF_M_ZR100%). Fuente autoría propia, 2022.

Para el caso del primer modo de vibrar en traslación en el sentido longitudinal (X) para el edificio rehabilitado, se puede observar que la estructura se deforma de manera más uniforme en dirección X que la estructura sin refuerzo, la participación modal para este modo de vibrar es del 68.72% de la masa modal.

La figura 3.28 a la 3.30, muestra el primer modo de vibrar de traslación en el sentido transversal (traslación en Z), para el modelo calibrado rehabilitado REF_M_ZR100%.

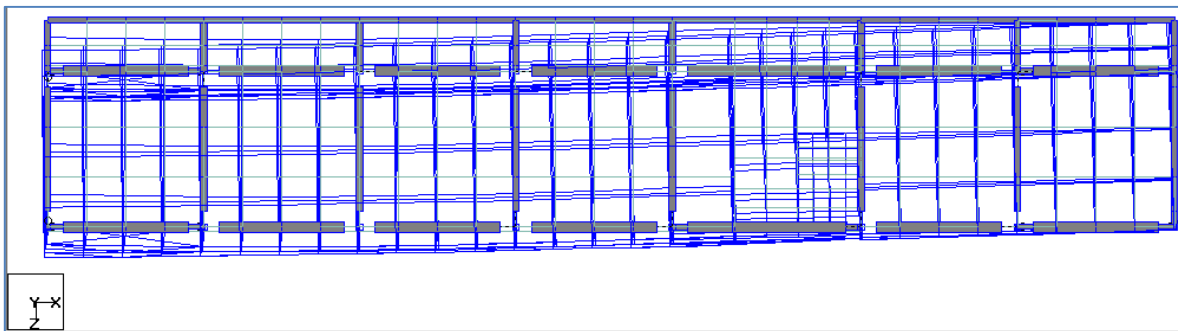


Figura 3.28. Primer modo de vibrar de traslación en sentido transversal Z (REF_M_ZR100%), vista en planta, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

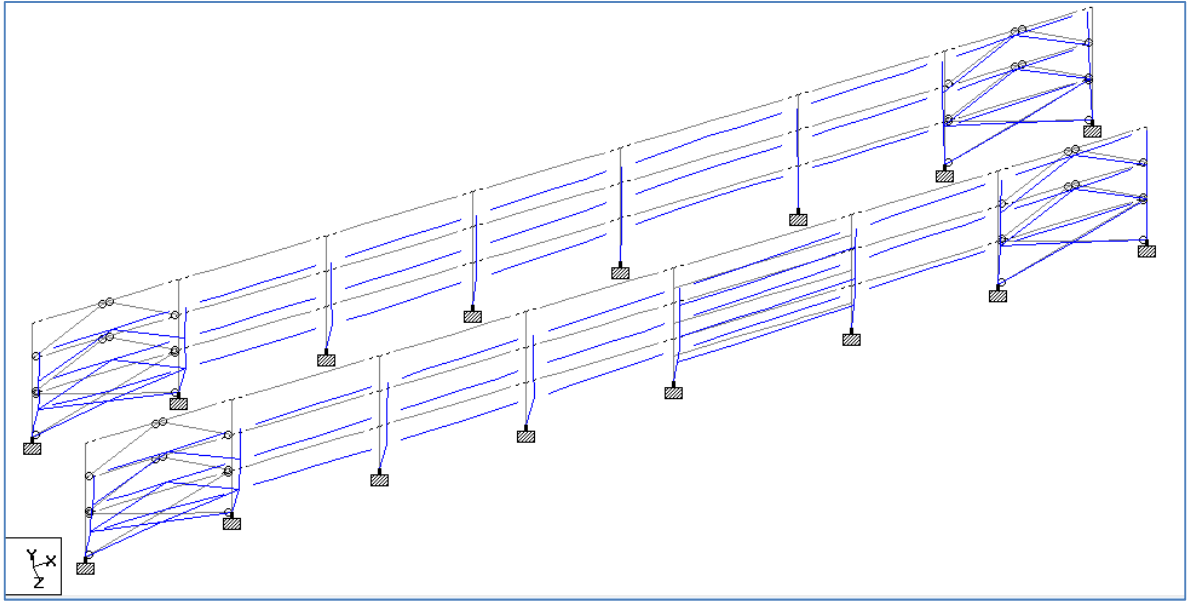


Figura 3.29. Primer modo de vibrar de traslación en sentido transversal Z (REF_M_ZR100%), vista en isométrico, imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

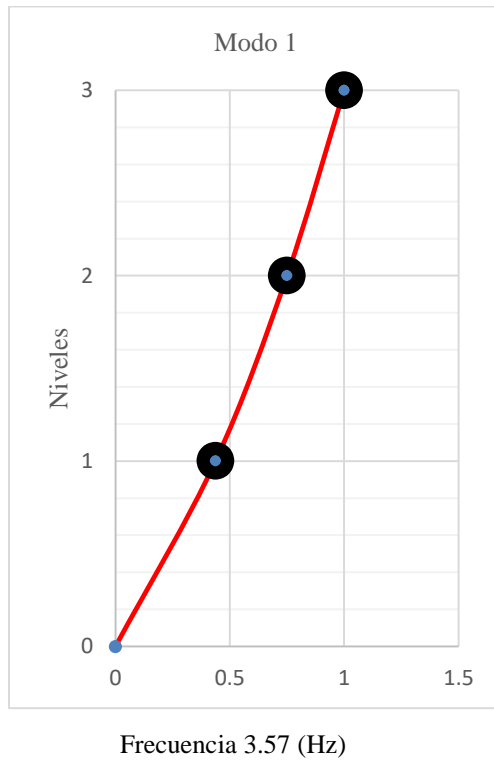


Figura 3.30. Forma modal, modo 1 en traslación en sentido transversal Z (REF_M_ZR100%). Fuente autoría propia, 2022.

Para el primer modo de vibrar en traslación en el sentido transversal (Z) para el edificio rehabilitado, se puede observar que la estructura se deforma de manera más uniforme en dirección Z que la estructura sin refuerzo, la participación modal para este modo de vibrar se incrementa un 48.62% respecto del primer modo de traslación en Z del modelo calibrado sin rehabilitar.

La participación modal para el modo de vibrar en traslación en Z para el modelo calibrado del edificio rehabilitado es de un 76.05% de la masa modal, lo que hace que este modo se vuelva el modo fundamental de vibrar para la estructura reforzada.

La figura 3.31 a la 3.34, muestra el primer modo de vibrar de torsión, lo anterior es posible visualizarlo, dado que la participación de este modo se da en la dirección transversal (Z) con un 12.29% y en la dirección longitudinal (X) de un 8.91% de la masa modal, lo anterior, para el modelo calibrado rehabilitado REF_M_ZR100%.

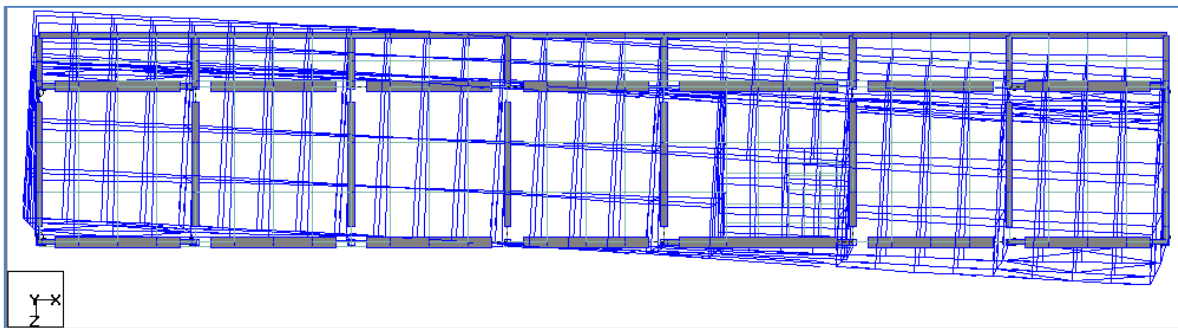


Figura 3.31 Primer modo de vibrar de torsión, vista en planta (REF_M_ZR100%), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

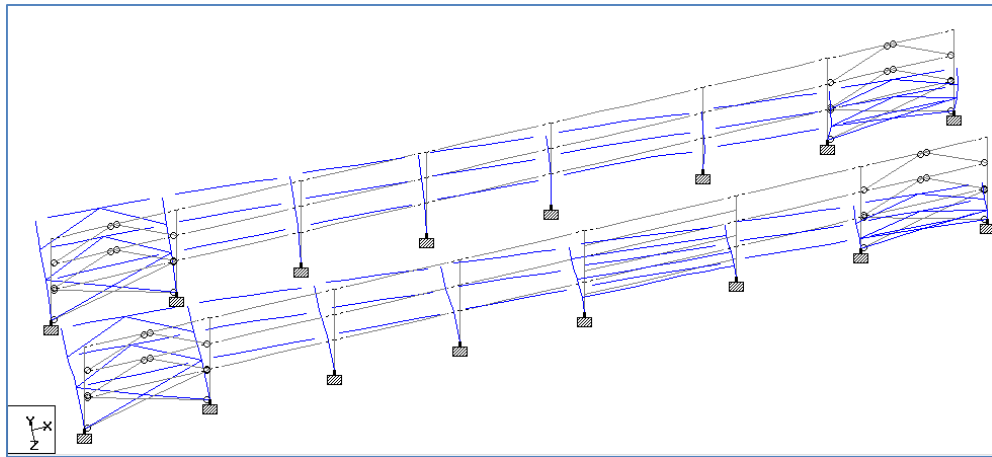


Figura 3.32 Primer modo de vibrar de torsión, vista en isométrico (REF_M_ZR100%), imagen obtenida del programa Staad.Pro V8i. Fuente autoría propia, 2022.

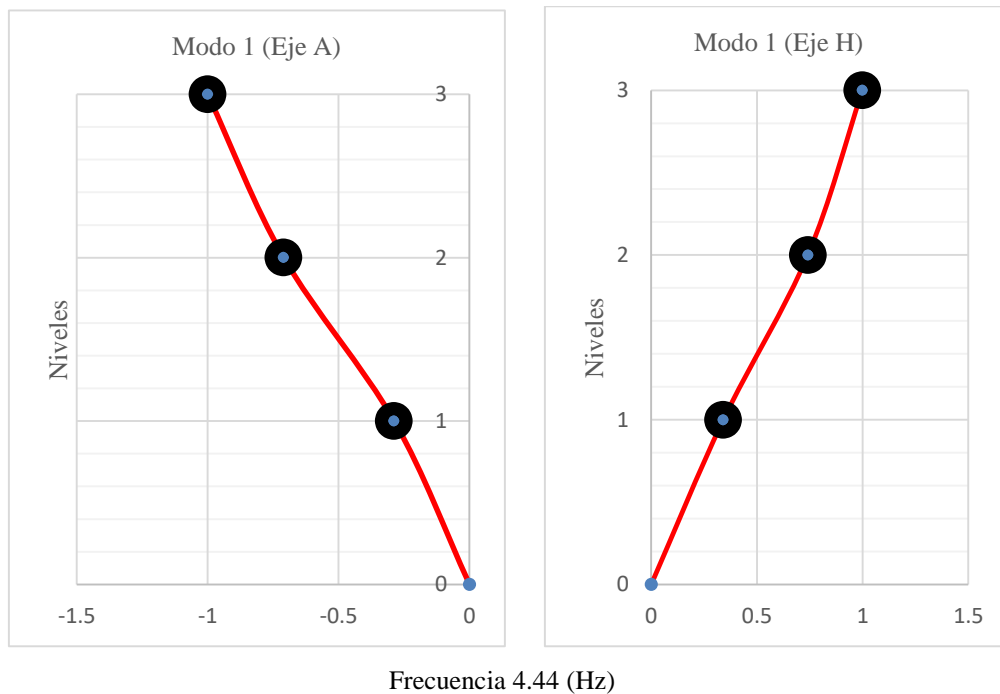


Figura 3.33 y 3.34. Forma modal, modo 1 de torsión (REF_M_ZR100%). Fuente autoría propia, 2022.

Para el primer modo de torsión del modelo calibrado rehabilitado, se graficó la forma modal de los ejes de extremo (Ejes A y H), con el objetivo de poder visualizar el efecto de torsión que se presenta en este modo de vibrar, cabe mencionar que la participación de este modo de vibrar, se reducen considerablemente respecto del modelo calibrado sin rehabilitación, hasta un 55.82% de la masa modal respecto del primer modo de torsión de la estructura sin refuerzo.

4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se mostrará la comparativa de las frecuencias obtenidas de manera experimental y las analíticas. Se describirán los puntos que resaltan las principales diferencias entre dicha comparativa y se comentará acerca de los resultados obtenidos. Además, se compararán las formas modales de manera gráfica, entre las obtenidas de forma experimental y las analíticas descritas en este trabajo de investigación.

(Ferretiz, 2007), en su trabajo de investigación “*Modelos analíticos representativos de un edificio instrumentado cerca de la estación de SCT*”, menciona que con el fin de evaluar la incertidumbre que se tiene al usar un modelo analítico para estimar las propiedades dinámicas de un edificio, se obtienen las diferencias de vibrar del modelo analítico con respecto a las experimentales, las cuales se calculan con la siguiente expresión:

$$e = \frac{f_{ex} - f_{an}}{f_{ex}}$$

e = *incertidumbre*

f_{ex} = *Frecuencia experimental*

f_{an} = *Frecuencia analítica*

Para los valores de la f_{ex} , se describen en las comparativas los valores tomados para el cálculo de las incertidumbres, según corresponda.

En general, resulta idóneo que las diferencias de valores, entre las frecuencias analíticas y experimentales del modo fundamental, resulte menor a 10 por ciento, ya que con este valor no se influye de manera importante en la respuesta del modelo analítico y nos da un buen indicador de que éste, reproducirá el comportamiento dinámico de la estructura dentro de sus propios límites.

4.1 Comparativa de frecuencias experimentales versus frecuencias analíticas del edificio sin rehabilitación.

A continuación, se presenta la comparativa de resultados y los porcentajes de incertidumbre entre las frecuencias obtenidas de manera analítica y las experimentales, para los modelos descritos en el capítulo 3, haciendo particular referencia a los modelos de la estructura sin rehabilitar.

Para el caso de la comparativa de frecuencias, se tomó como base la frecuencia inicial medida de manera experimental vs la obtenida mediante el modelo analítico.

4.1.1 Comparativa, modelo esquelético para vibración ambiental.

Para el primer modelo calibrado que se describió en el capítulo 3.1.1 (SR_SinmurosM), se obtuvieron diferencias considerables entre las frecuencias experimentales versus las frecuencias analíticas. En la tabla 4.1 se presenta la comparativa entre las frecuencias encontradas mediante las pruebas de vibración ambiental y las obtenidas mediante la calibración del modelo analítico (expresadas en Hz).

Tabla 4.1. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_SinmurosM). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz			Frecuencias analíticas en Hz	Incertidumbre e%
Modos	Estructura		-	-
	Inicial	Final		
1L	2.9	3.1	1.089	62.4
1T	3.15	3.35	1.147	63.6
1R	3.4	3.9	1.247	63.3
2L	5.9	6.4	3.586	39.2
2T	5.9	6.5	3.779	35.9

Para esta primera calibración del edificio sin rehabilitación, encontramos diferencias en la respuesta dinámica (en términos de frecuencias) en los dos primeros modos de traslación de un 62.4% (longitudinal) y 63.6% (transversal). Por lo que el modelo esquelético (SR_SinmurosM) no resulta apto para reproducir la respuesta del edificio.

En la práctica profesional, es muy común el empleo de modelos esqueléticos, sin embargo, como lo podemos observar en esta comparativa, se puede llegar a subestimar la

respuesta dinámica de la estructura, se recomienda tener cuidado en el uso de modelos esqueléticos y tomar en cuenta aquellos elementos que rigidizan a la estructura.

4.1.2 Comparativa, modelo esquelético + muros transversales extremos.

En la tabla 4.2 se presenta la comparativa de resultados entre las frecuencias experimentales y analíticas para el modelo calibrado SR_MurosextremoplM, considerando la adición de elementos no estructurales, como lo son los muros de mampostería en extremos de la estructura (sentido transversal).

Tabla 4.2. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_MurosextremoplM). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz			Frecuencias analíticas en Hz	Incertidumbre e%
Modos	Estructura		-	-
	Inicial	Final		
1L	2.9	3.1	1.193	58.9
1T	3.15	3.35	1.222	61.2
1R	3.4	3.9	1.549	54.4
2L	5.9	6.4	3.865	34.5
2T	5.9	6.5	3.923	33.5

Se puede observar que al agregar los muros laterales de extremo sobre los ejes A y H, el sistema se rigidiza ligeramente, disminuyendo las diferencias entre las frecuencias para los modos de vibrar presentados en la tabla 4.2, lo cual hace notar, que los muros de mampostería, tienen participación en la respuesta dinámica de la estructura, sin embargo, aún se está lejos del modelo representativo de la estructura.

4.1.3 Comparativa, modelo con muros de extremo, muros laterales en cubo de escalera y rampa de escalera.

En la tabla 4.2 se presenta la comparativa de resultados entre las frecuencias experimentales y analíticas para el modelo calibrado SR_MurotransvrmpM.

Tabla 4.3. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_MurotransvrmpM). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz			Frecuencias analíticas en Hz	Incertidumbre e%
Modos	Estructura		-	-
	Inicial	Final		
1L	2.9	3.1	1.479	49.0
1T	3.15	3.35	2.37	24.8
1R	3.4	3.9	2.562	24.6
2L	5.9	6.4	4.313	26.9
2T	5.9	6.5	5.278	10.5

En la tabla 4.3 se puede observar una reducción importante de las diferencias entre las frecuencias experimentales y las analíticas, para los primeros modos de vibrar en sentido transversal y rotacional, y ligeramente en el primer modo longitudinal. Esta comparativa, nos da certidumbre de lo que se había expuesto anteriormente, de la importancia de considerar en el modelo las rampas de escaleras, siendo que éstas aportan rigidez al sistema estructural, y muchas veces se omiten en el modelo. Por la ubicación de la escalera, se puede decir que ayuda a que el desplazamiento lateral sea más uniforme para la estructura sin refuerzo.

Para el caso de este modelo, las diferencias aún distan del objetivo que se busca con la calibración, por lo que este modelo sigue sin ser idóneo para representar la respuesta de la estructura.

4.1.4 Comparativa, modelo todos los muros transversales y rampa de escalera

En la tabla 4.4 se presenta la comparativa de resultados entre las frecuencias experimentales y analíticas para el modelo calibrado SR_M_transv_todos_rmpM.

Para el caso donde la incertidumbre se presenta con signo negativo, podemos observar que el modelo analítico presenta una mayor rigidez, esto al interpretar que la frecuencia inicial experimental es menor que la frecuencia obtenida de manera analítica; como se aclaró en un inicio, la frecuencia que se tomó para fines de comparación es la frecuencia inicial experimental en todos los casos.

Tabla 4.4. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_M_transv_todos_rmpM). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz			Frecuencias analíticas en Hz	Incertidumbre e%
Modos	Estructura		-	-
	Inicial	Final		
1L	2.9	3.1	1.767	39.1
1T	3.15	3.35	3.117	1.0
1R	3.4	3.9	3.478	-2.3
2L	5.9	6.4	5.274	10.6
2T	5.9	6.5	6.557	-11.1

De los resultados de las frecuencias que se presentan en la tabla 4.4, para el primer modo transversal y rotacional, se tiene una aproximación muy buena respecto de las frecuencias experimentales, se observa que para el primer modo longitudinal aún se tiene una diferencia de hasta un 39.1% sin embargo, esto se debe a que aún no han sido modelados los muros longitudinales.

4.1.5 Comparativa, modelo completo, todos los muros transversales y longitudinales.

En la tabla 4.5 se presenta la comparativa de resultados entre las frecuencias experimentales y analíticas para el modelo calibrado SR_M_transvt&longtrmpM.

Tabla 4.5. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_M_transvt&longtrmpM). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz			Frecuencias analíticas en Hz	Incertidumbre e%
Modos	Estructura		-	-
	Inicial	Final		
1L	2.9	3.1	2.516	13.2
1T	3.15	3.35	3.06	2.9
1R	3.4	3.9	3.482	-2.4
2L	5.9	6.4	6.627	-12.3
2T	5.9	6.5	6.688	-13.4

Como se puede observar en la tabla 4.5, la incertidumbre tanto para el primer modo longitudinal como para el primer modo transversal, se reducen considerablemente, el porcentaje de incertidumbre para el primer modo longitudinal, aún se encuentra en un 13.2% respecto de la frecuencia experimental, sin embargo, esta calibración de este modelo resulta aceptable para reproducir el comportamiento dinámico de la estructura sin reforzamiento.

Con el fin de reducir un poco más el porcentaje de incertidumbre entre las frecuencias experimentales y analíticas, se consideraron 2 modelos que toman en consideración la zona rígida viga-columna y capitel-columna, a continuación, se presenta la comparativa de resultados de estos dos modelos analíticos.

4.1.6 Comparativa, modelo calibrado zona rígida viga-columna al 50% en dirección longitudinal (x).

En la tabla 4.6 se presenta la comparativa de resultados entre las frecuencias experimentales y analíticas para el modelo calibrado SR_M_ZR50%X.

Tabla 4.6. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_M_ZR50%X). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz		Frecuencias analíticas en Hz.	Incertidumbre e%	
Modos	Estructura		-	-
	Inicial	Final		
1L	2.9	3.1	2.536	12.55
1T	3.15	3.35	3.069	2.57
1R	3.4	3.9	3.49	-2.65
2L	5.9	6.4	6.653	-12.76
2T	5.9	6.5	6.712	-13.76

Como se puede observar en los resultados, la zona rígida viga-columna no tiene relevancia en la calibración del modelo, pues la aportación de rigidez al sistema estructural es muy pequeña, esto se puede observar al comparar el modelo anterior sin zona rígida a este modelo que considera el 50% de la zona rígida viga-columna en sentido longitudinal (X). Se realizaron otros modelos considerando la zona rígida viga-columna al 100% en ambas direcciones de análisis longitudinal y transversal, sin embargo, no fueron representativas para lograr una reducción de la incertidumbre entre las frecuencias analíticas y experimentales.

Derivado de lo anterior, se presenta la comparativa de un último modelo calibrado (sin reforzamiento), considerando la zona rígida entre capitel-columna al 100%.

4.1.7 Comparativa, modelo calibrado zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis (x), (z).

En la tabla 4.7 se presenta la comparativa de resultados entre las frecuencias experimentales y analíticas para el modelo calibrado SR_M_ZR100%XZ.

Tabla 4.7. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (SR_M_ZR100%XZ). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz		Frecuencias analíticas en Hz.	Incertidumbre e%
Modos	Estructura		-
	Inicial	Final	
1L	2.9	3.1	2.653
1T	3.15	3.35	3.139
1R	3.4	3.9	3.545
2L	5.9	6.4	6.838
2T	5.9	6.5	6.881

De los resultados presentados en la tabla 4.7, se puede observar que el porcentaje de incertidumbre se reduce a un 8.52% para el primer modo longitudinal, para el primer modo transversal se tiene una incertidumbre de 0.35% y para el primer modo rotacional un 4.26%, estos porcentajes de incertidumbre son aceptables para la calibración del modelo analítico sin refuerzo, por lo tanto, este modelo se considera idóneo para la representación del comportamiento dinámico de la estructura.

4.2 Comparativa de frecuencias experimentales *versus* frecuencias analíticas del edificio rehabilitado.

Como se comentó al inicio de este trabajo, el edificio ING-4 presento daños en sus elementos estructurales y no estructurales, derivado del sismo de 2017. El edificio fue rehabilitado posteriormente al sismo, destacando principalmente el uso de contravientos, como se describió en el subcapítulo 1.3.2.

Para el caso de la comparativa de frecuencias, se tomó como base la frecuencia representativa de la estructura medida de manera experimental vs la obtenida mediante el modelo analítico. Las frecuencias experimentales son los valores medios del intervalo

identificado, ya que como se menciona en el trabajo de (López A. M., 2023), en algunos casos no fue posible definir un valor puntual, especialmente para los modos superiores.

Se aclara que, las frecuencias experimentales son las obtenidas mediante la metodología del análisis no paramétrico (López A. M., 2023).

A continuación, se presenta la comparativa de resultados y los porcentajes de incertidumbre entre las frecuencias obtenidas de manera analítica y las experimentales, para este caso nos referimos a la estructura rehabilitada y los modelos descritos en el capítulo 3,

4.2.1 Comparativa, modelo calibrado reforzado sin considerar zona rígida.

En la tabla 4.8 se presenta la comparativa de resultados entre las frecuencias experimentales y analíticas para el modelo calibrado REF_M_SINZR.

Tabla 4.8. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (REF_M_SINZR). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz			Frecuencias analíticas en Hz	Incertidumbre e%	
Modos	Estructura		-	-	
	Hz	Inicial			Final
1L	4.29	3.46	5.17	3.974	7.37
1T	4.05	3.51	4.88	3.465	14.44
1R	5.22	4.39	6.2	4.323	17.18
2L	7.51	6.68	7.91	7.186	4.31
2T	7.42	6.64	7.71	7.106	4.23

Para este modelo calibrado, se puede observar un porcentaje de incertidumbre para el primer modo longitudinal de 7.37%, para el primer modo transversal se tiene una incertidumbre de 14.4% y para el primer modo rotacional un 17.1%. Para el segundo modo longitudinal se tiene una incertidumbre del 4.3% y para el segundo modo transversal del 4.23%. Como se mencionó anteriormente, este modelo no considera zona rígida, sin embargo, los porcentajes de incertidumbre pueden considerarse aceptables.

4.2.2 Comparativa, modelo calibrado reforzado considerando zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis.

Para llegar a la calibración de un modelo analítico con menor grado de incertidumbre que el modelo REF_M_SINZR, se modeló la zona rígida al 100% capitel-columna, en la tabla 4.9 se presenta la comparativa entre las frecuencias obtenidas de manera analítica y las experimentales, para el modelo calibrado rehabilitado REF_M_ZR100%.

Tabla 4.9. Comparativa de resultados de frecuencias para el modelo (REF_M_ZR100%). Fuente autoría propia, 2022.

Frecuencias experimentales en Hz				Frecuencias analíticas en Hz	Incertidumbre e%
Modos	Estructura			-	-
	Hz	Inicial	Final		
1L	4.29	3.46	5.17	4.067	5.20
1T	4.05	3.51	4.88	3.53	12.84
1R	5.22	4.39	6.2	4.415	15.42
2L	7.51	6.68	7.91	7.518	-0.11
2T	7.42	6.64	7.71	7.47	-0.67

De los resultados presentados en la tabla 4.9, se puede observar una reducción del porcentaje de incertidumbre para el modelo calibrado REF_M_ZR100%. Para el primer modo longitudinal, se tiene un porcentaje de incertidumbre del 5.20%, para el primer modo transversal un 12.84% y para el primer modo rotacional un 15.4%. Para el segundo modo longitudinal y transversal, se puede decir, que la incertidumbre oscila en 1%. Estos porcentajes de incertidumbre son aceptables para la calibración del modelo analítico rehabilitado o reforzado, por lo tanto, este modelo se considera idóneo para la representación del comportamiento dinámico de la estructura.

4.3 Comparativa de las formas modales obtenidas de manera analítica vs las experimentales, para el modelo rehabilitado REF_M_ZR100%.

En este subcapítulo únicamente se presenta la comparativa de las formas modales obtenidas de manera analítica versus las experimentales para el edificio rehabilitado para los dos primeros modos de traslación y el primer modo de torsión, ya que, para el caso de las formas modales experimentales del edificio sin rehabilitación, no se contó con estos datos para realizar una comparativa con las formas modales obtenidas de manera analítica. Las formas modales (experimentales) se presentan para un valor de frecuencia particular, sin embargo, son representativas de todo el intervalo identificado.

A continuación, se presentan la comparativa de las formas modales para el edificio rehabilitado, se modificó el signo en la direccionalidad de la forma modal en el gráfico obtenido del modelo calibrado, ya que el que se obtiene de manera experimental no considera la direccionalidad absoluta, únicamente la relativa, lo anterior para tener una mejor apreciación de la forma modal.

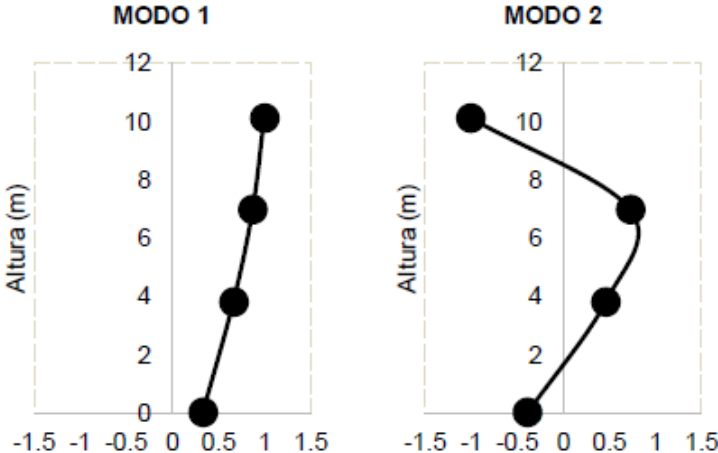


Figura 4.1 y 4.2. Configuraciones modales experimentales para el edificio rehabilitado, (representativas del intervalo de frecuencias correspondiente al modo), dirección transversal. Fuente: Lopez, 2023.

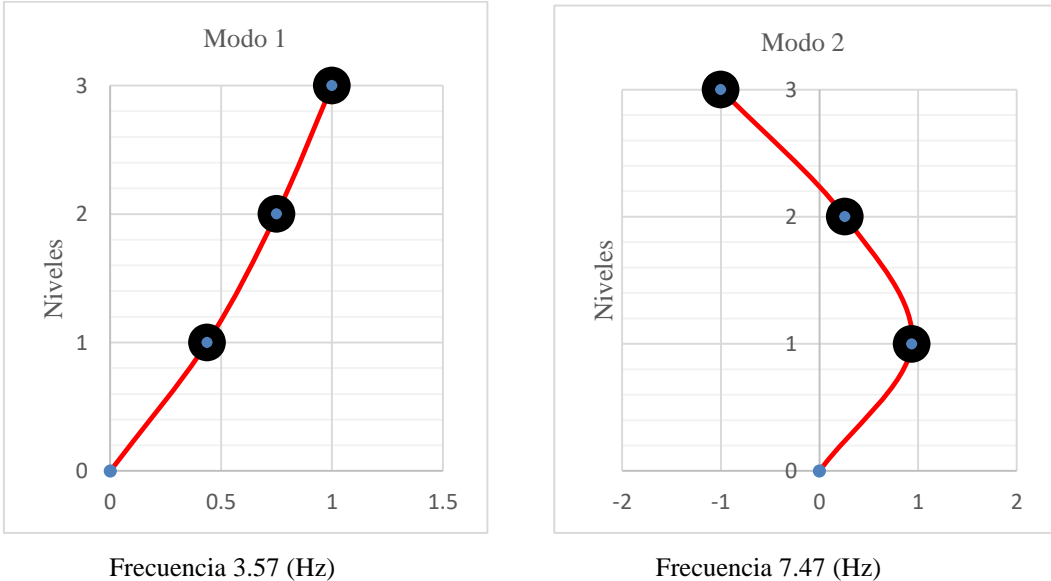


Figura 4.3 y 4.4. Configuraciones modales obtenidas de la calibración del modelo analítico, para el edificio rehabilitado (frecuencias representativas de los dos primeros modos), dirección transversal. Fuente autoría propia, 2022.

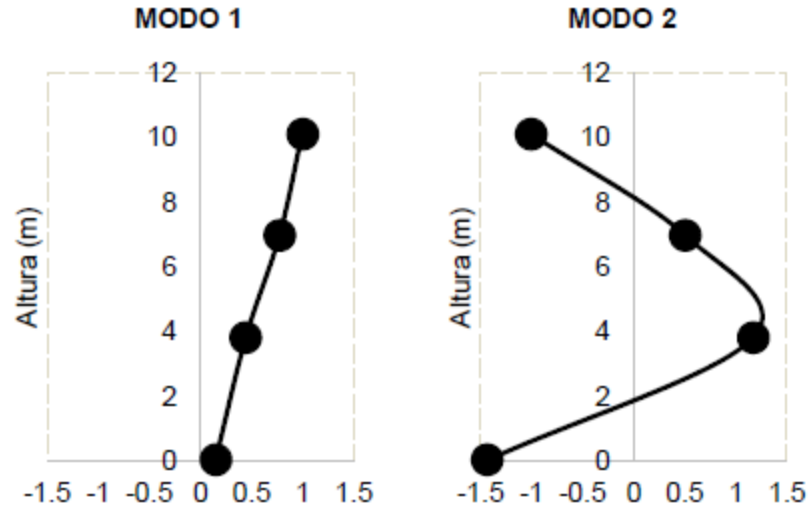


Figura 4.5 y 4.6. Configuraciones modales experimentales para el edificio rehabilitado (representativas del intervalo de frecuencias correspondiente al modo), dirección longitudinal. Fuente: Lopez, 2023.

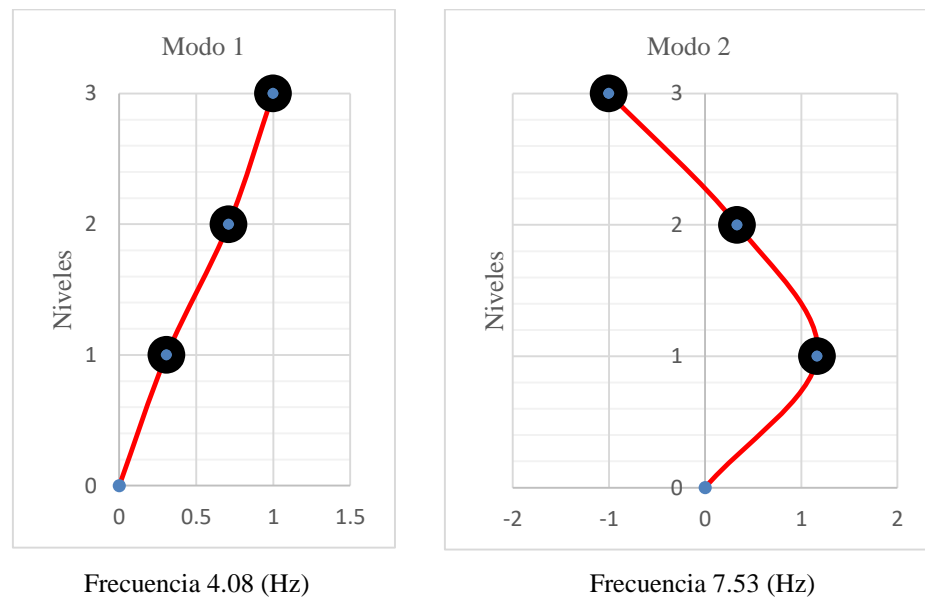


Figura 4.7 y 4.8. Configuraciones modales obtenidas de la calibración del modelo analítico (frecuencias representativas de los dos primeros modos), para el edificio rehabilitado, dirección longitudinal. Fuente: autoría propia, 2022.

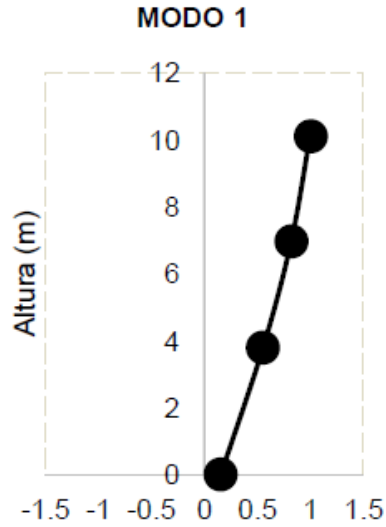


Figura 4.9. Configuración modal experimental para el edificio rehabilitado (representativas del intervalo de frecuencias correspondiente al modo), modo de torsión. Fuente: Lopez, 2023.

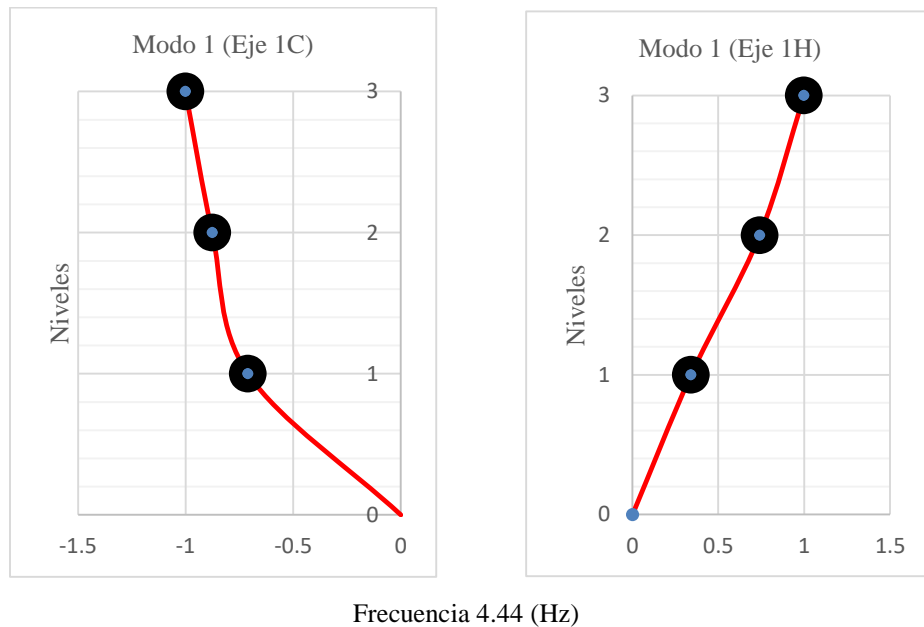


Figura 4.10 y 4.11 Configuraciones modal obtenida de la calibración del modelo analítico, para el edificio rehabilitado (frecuencias representativas del primer modo), modo de torsión. Fuente: autoría propia, 2022.

Es importante mencionar, que los gráficos de formas modales que se obtuvieron de manera analítica, se consideró la estructura empotrada en su base, es decir, se modelaron las columnas con base rígida, sin considerar el efecto de interacción suelo-estructura. En la

forma modal obtenida de manera experimental, se aprecia que la base en el gráfico no parte de cero, sino que tiene un ligero desfase, esto debido a que, para la obtención de la forma modal experimental, se tomaron en cuenta en el análisis de frecuencias, las obtenidas de las pruebas de vibración ambiental realizadas en planta baja.

Las configuraciones modales obtenidas mediante el modelo calibrado analítico, son muy similares a las obtenidas de manera experimental, esto refleja que los procedimientos que se siguieron para las pruebas de vibración ambiental y para la calibración del modelo analítico fueron adecuados.

Se puede apreciar mediante la comparativa de formas modales, que el modelo analítico vibra como fue medido de manera experimental, además, se puede decir, que las aceleraciones de los diferentes grados de libertad tienen la misma proporcionalidad.

Las formas modales obtenidas tanto de manera analítica como experimental, representan un buen comportamiento dinámico, este comportamiento es el esperado para este tipo de edificaciones regidas por un comportamiento a cortante.

La configuración modal clásica de este tipo de edificios, generalmente está regida por el primer modo, es decir todos los grados de libertad oscilan hacia la derecha en frecuencias positivas, para el segundo modo los GDL oscilan entre frecuencias positivas y negativas, para los modos subsecuentes los GDL se encuentran a la derecha y a la izquierda con mayor amplificación en las frecuencias y para el primer modo de torsión las frecuencias oscilan de positivas a negativas (López A. M., 2023).

Para las formas modales obtenidas para los dos primeros modos de traslación en el modelo analítico se tienen factores de participación de la masa modal de 68.72% en sentido longitudinal X y 76.04% en sentido transversal Z, con esto se puede corroborar que el comportamiento de la edificación está regido por los dos primeros modos en traslación, lo cual nos ayuda a tener un buen comportamiento dinámico y un buen desempeño estructural.

Para la forma modal de torsión, se puede apreciar en los gráficos obtenidos de manera analítica, el desplazamiento opuesto de las columnas, la columna del eje 1H se desplaza hacia la derecha (positivo) y la columna del eje 1C se desplaza hacia la izquierda (negativo), generando el efecto de torsión.

En este caso la participación modal del modo de torsión no rige en el comportamiento dinámico de la estructura, siendo los modos de traslación en el sentido longitudinal X y en el sentido transversal Z, los modos con mayor participación modal.

Basado en los puntos mencionados anteriormente, se puede demostrar que las pruebas de vibración ambiental, son efectivas para corroborar el comportamiento dinámico de una estructura, mediante la obtención de frecuencias de vibrar y formas modales.

5 ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA.

Uno de los principales objetivos de realizar modelos matemáticos en la práctica profesional, radica en conocer la respuesta de una estructura en términos de distorsiones y esfuerzos, ante la demanda de un sismo. Lo anterior para ser comparables con los límites permisibles que nos dictan los códigos y reglamentos de diseño estructural.

Actualmente, uno de los reglamentos que más se ha actualizado en temas de como representar de mejor manera el peligro sísmico, es el reglamento de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias, en este caso particular nos referimos a las de Diseño por Sismo. Sin embargo, fuera de la ciudad de México, en la mayoría de los estados y ciudades del país, los reglamentos no han definido o estudiado el peligro sísmico con más detalle, por lo que muchos de ellos se basan en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad MDOC-CFE (Mena & Rocha, 2015), haciendo mención a que los espectros de diseño o coeficientes sísmicos serán considerados con base al MDOC-CFE (en su versión vigente).

El MDOC-CFE (2015) Diseño por sismo, se ha encargado de la investigación y representación del peligro sísmico de los diferentes estados del país, con el objetivo de contar con parámetros sísmicos para el diseño de su infraestructura particularmente, sin embargo, como se mencionó anteriormente, algunos reglamentos de construcción, lo toman como base para el diseño sismo resistente de las edificaciones convencionales.

La CFE y el Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias (INEEL), han desarrollado un software llamado PRODISIS, con el cual, se puede conocer el peligro sísmico asociado a diferentes periodos de retorno, y con ello obtener los espectros regionales de diseño transparentes. Cabe hacer notar, que los espectros que proporciona el PRODISIS son espectros regionales, no espectros específicos de sitio, por lo que se debe tener cuidado en el uso y manejo de este tipo de espectros en la práctica profesional.

Es importante mencionar que, el programa PRODISIS requiere de datos complementarios de mecánica de suelos para poder obtener los espectros de diseño, como lo son sondeos de penetración estándar, Cross-Hole, Down-Hole o Sonda suspendida, por mencionar los más importantes.

En este trabajo de investigación, se buscó obtener la respuesta sísmica del edificio ING-4 sometándolo a una excitación de un sismo, para este caso particular, se hizo empleo del programa PRODISIS para obtener un espectro de diseño transparente regional. Para la obtención del espectro, se tomaron datos de velocidades de onda de corte y profundidad de los estratos basados en el trabajo denominado “*Comportamiento Dinámico de los Suelos de Ciudad Universitaria Puebla, Pue.*” (Ontiveros M. , 2017).

Mediante un arreglo espacial de 15 sensores Guralp CMG-6TD de banda ancha (0.03-100 Hz) sincronizados en tiempo, e instalados en un arreglo instrumental de una red temporal, se registró simultáneamente ruido ambiental. Posteriormente, empleando el método de autocorrelación espacial (SPAC; Aki, 1957) y el método de cocientes espectrales H/V (Nogoshi e Igarashi, 1971; Nakamura, 1989, 2000), se procesó la información para determinar la estructura de velocidades de onda de cortante (V_s) y la frecuencia fundamental del suelo (f_0). (Ontiveros M. , 2017)

A continuación, se presenta la tabla 5.1, donde se indica el Modelo de velocidades y propiedades elásticas obtenido mediante método SPAC.

Tabla 5.1. Modelo de Velocidades y propiedades elásticas obtenido mediante método SPAC. Fuente: (Ontiveros M. , 2017) .

Estrato	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Densidad g/cm ³	Poisson	Rigidez [G] (Tn/cm ²)	Young [E] (Tn/cm ²)
1	0.00 - 5.00	544	273	1.457	0.332	1.083	2.887
2	5.00 - 17.00	783	363	1.544	0.363	2.032	5.541
3	17.00 - 42.00	968	510	1.610	0.308	4.190	10.961
4	42.00 - 100.00	1581	895	1.813	0.264	14.532	36.738
Semiespacio	---	2970	1772	2.203	0.224	69.155	169.275

Respecto de la determinación de la frecuencia de vibrar del suelo, (Ontiveros M. , 2017) determinó que Oscila entre 0.93 y 1.27 Hz, es decir un periodo de 0.79 y 1.08 segundos.

(Polanco, 2020) realizó el análisis de aceleraciones correspondientes a campo libre a unos metros del edificio. El análisis espectral lo realizó con el método de Nakamura, utilizando los cocientes de las vibraciones en sentido Este-Oeste y Norte-Sur con el sentido vertical. Determinó una relación de frecuencias que Oscila entre 0.65 Hz a 1.2 Hz, es decir un periodo de 0.8 y 1.5 segundos.

Para la obtención del espectro de diseño transparente regional, se ingresaron las coordenadas donde se localiza el edificio ING-4 en el programa PRODISIS, así mismo, con los parámetros de velocidades de onda de corte y espesores de estrato, tomando los 3 primeros estratos indicados en la tabla 5.1, con lo cual se obtuvo un espectro de diseño transparente regional.

A continuación, se muestra la figura 5.1 tomada del programa PRODISIS, que muestra el espectro de respuesta en roca para un periodo de retorno $T_r=412$ años.

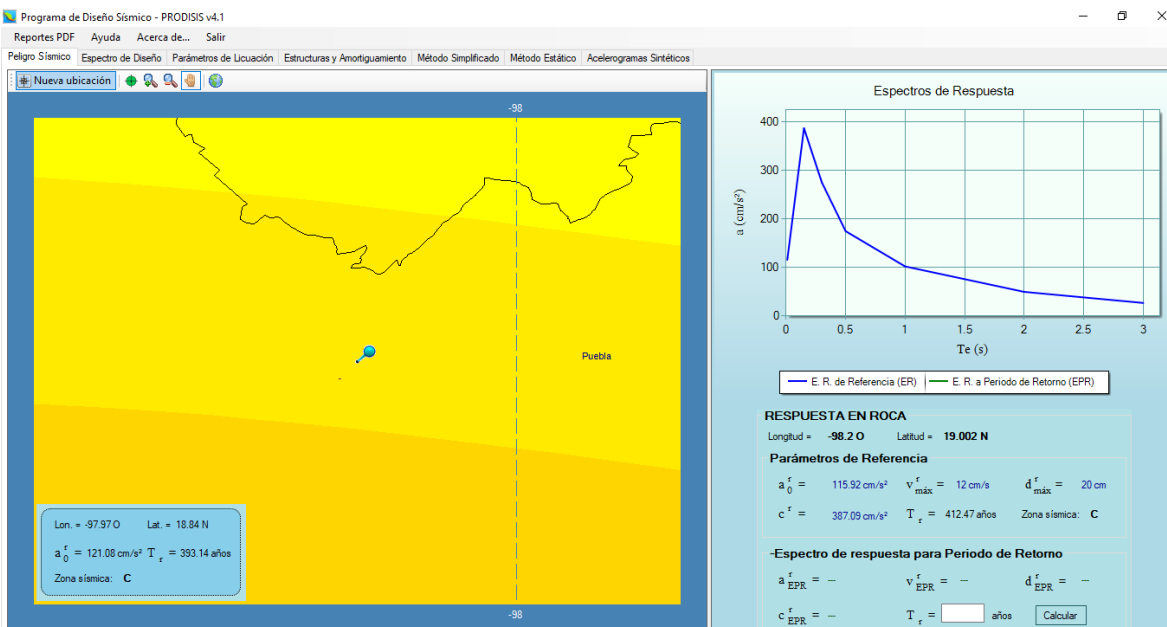


Figura 5.1. Espectro de respuesta en roca. Fuente: PRODISIS (Mena & Rocha, 2015).

En la figura 5.2 se muestra el espectro de diseño transparente regional para estructuras del grupo A2, de acuerdo a la importancia de la edificación.

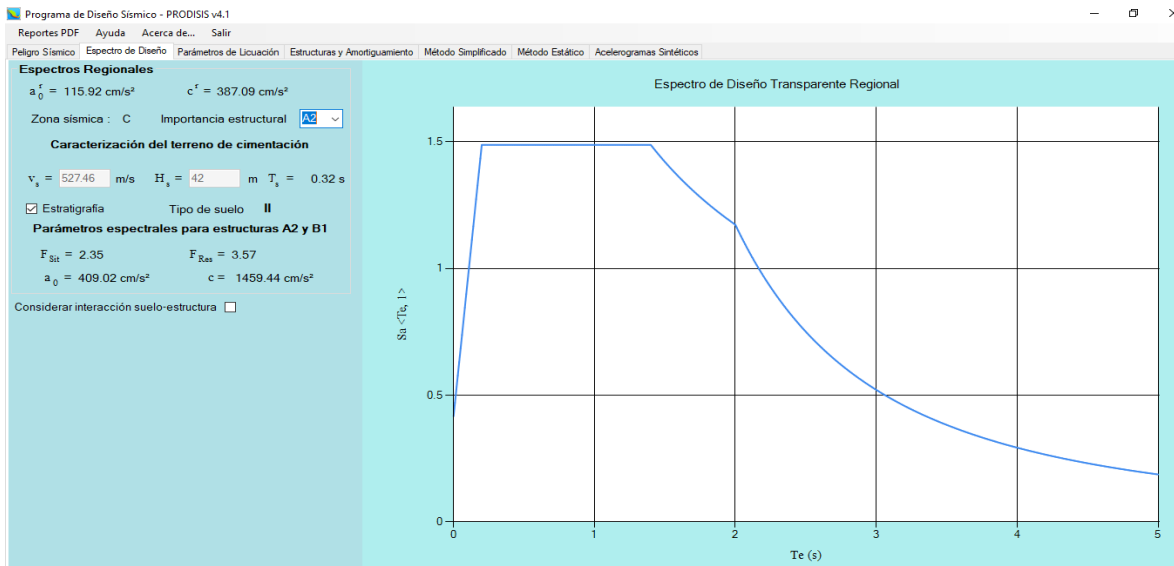


Figura 5.2. Espectro de Diseño Transparente Regional. Fuente: PRODISIS (Mena & Rocha, 2015).

5.1 Modelos para análisis sísmico.

Una de las razones de considerar modelos representativos de la práctica profesional en este trabajo de investigación, es para realizar un análisis sísmico modal espectral y obtener principalmente la estimación de la respuesta sísmica en términos de desplazamientos laterales de la estructura.

El análisis sísmico modal espectral se realizó mediante el programa Staad. Pro V8i. Se consideraron 2 modelos particularmente para el análisis sísmico, el primero considerando el edificio sin rehabilitar y el segundo considerando el edificio rehabilitado. Se emplearon en los dos primeros análisis, el espectro de diseño transparente regional y en los segundos análisis el espectro de diseño reducido por los parámetros que modifican al espectro de diseño transparente (Ductilidad, sobrerresistencia, Redundancia y Regularidad, de acuerdo al MDOC-CFE Diseño por sismo (Mena & Rocha, 2015)), éste último con la finalidad de obtener una comparativa de las distorsiones máximas por grado de libertad de la edificación versus las distorsiones permisibles que nos indica el manual antes mencionado. En ambos

casos fue considerado el factor de importancia de 1.5 para estructuras del grupo A2, de acuerdo al MDOC-CFE Diseño por sismo (Mena & Rocha, 2015).

A continuación, se describen los dos modelos que se consideraron para los análisis sísmicos antes mencionados.

5.1.1 Modelo sin refuerzo SR_M_transv_todos_rmpM_ED.

Para fines de contar con un modelo matemático representativo de la práctica profesional y someterlo a una excitación sísmica, se tomó como base el modelo calibrado en el capítulo 3, SR_M_transv_todos_rmpM_ED, es importante mencionar que para este modelo no se considera el modelado de muros longitudinales y se considera un módulo de elasticidad de la mampostería menor al considerado para los modelos calibrados para vibración ambiental, una diferencia que vale la pena comentar, es que para este modelo se consideran las cargas vivas de diseño que establece el MDOC Cap. C.1.2 Acciones (Esteva, 2017) las cuales se encuentran homologadas con las normas técnicas complementarias de la CMDX, para fines de análisis sísmico.

La principal razón por lo que se eligió este modelo como representativo de la práctica profesional, es porque, para fines de análisis sísmico, los muros longitudinales se encuentran excéntricos de los ejes de columna, tanto los muros de planta baja, como los del primer y segundo nivel, lo cual, durante la fase intensa del sismo, difícilmente lograrán transmitir estos niveles de esfuerzos, caso contrario a los muros transversales, ya que, estos se encuentran a ejes de columnas e inclusive hacen contacto con las mismas.

5.1.2 Modelo reforzado REF_M_SINZR_ED.

Para el edificio rehabilitado, se tomó como base el modelo calibrado del capítulo 3 REF_M_SINZR_ED, con el fin de contar con un modelo representativo de la práctica profesional y someterlo a una excitación sísmica. Este modelo no considera los muros longitudinales de planta baja, primer nivel y segundo nivel, sin embargo, si se incluyen los elementos de refuerzo que se adicionaron para la rehabilitación del edificio. También, se considera un módulo de elasticidad de la mampostería menor al considerado para los modelos

calibrados para vibración ambiental, así como las cargas vivas de diseño para fines de análisis sísmico que establece el MDOC Cap. C.1.2 Acciones (Esteva, 2017) las cuales se encuentran homologadas con las normas técnicas complementarias de la CMDX.

5.2 Perfiles de distorsión con espectro de diseño regional transparente.

En los primeros análisis sísmicos, los dos modelos se sometieron a una excitación empleando el espectro de diseño transparente regional (elástico), el objetivo principal de usar este espectro, es para conocer los desplazamientos reales (considerando comportamiento lineal) que presenta la estructura ante la acción del sismo, no se consideró ninguna reducción por ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y regularidad. De estos primeros análisis se obtuvieron los perfiles de distorsión de cada uno de los entresijos que conforman la edificación, tomando solo el caso de carga básico de sismo tanto para la dirección de análisis longitudinal (X) como la transversal (Z), sin combinaciones de carga.

Es importante aclarar, que en el análisis espectral los desplazamientos y distorsiones se obtuvieron por grado de libertad y no con la combinación modal de los valores máximos por modo, para este caso en particular, dada la altura del edificio, y la contribución de los modos superiores observada en los trabajos de (Polanco, 2020) y (López A. M., 2023) se consideró apropiado realizarlo de esta manera por simplicidad.

A continuación, se presentan los perfiles de distorsión para los modelos SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED.

5.2.1 Modelo sin refuerzo SR_M_transv_todos_rmpM_ED, espectro de diseño regional transparente.

Los desplazamientos se obtuvieron tanto para la dirección de análisis longitudinal en X, como transversal en Z. Se obtuvieron los perfiles de distorsión de cada eje de columnas, sin embargo, para fines de tomar datos de manera representativa, se presentan los de los ejes transversales A, D y H (lado Oeste, Centro y lado Este del edificio visto en planta) y eje longitudinal 1-A, 1-D y 1-H. Las principales razones de considerar estos ejes, es por la configuración alargada del edificio y conocer el comportamiento del edificio en términos de desplazamientos y distorsiones de manera local.

A continuación, se presentan la tabla 5.2 y la figura 5.3, con los datos obtenidos de desplazamientos y perfiles de distorsión de entrepiso respectivamente, para la dirección de análisis longitudinal X, donde:

H = Altura de entrepiso

Δ = Desplazamiento de entrepiso con respecto de la base.

γ = Distorsión de entrepiso

Tabla 5.2. Distorsión de entrepiso en la dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje 1-A		Eje 1-D		Eje 1-H	
		Δ (cm)	γ	Δ (cm)	γ	Δ (cm)	γ
AZOTEA	315	16.890	0.0112	16.880	0.0113	16.920	0.0113
N2	315	13.370	0.0162	13.320	0.0159	13.370	0.0157
N1	380	8.280	0.0218	8.320	0.0219	8.410	0.0221

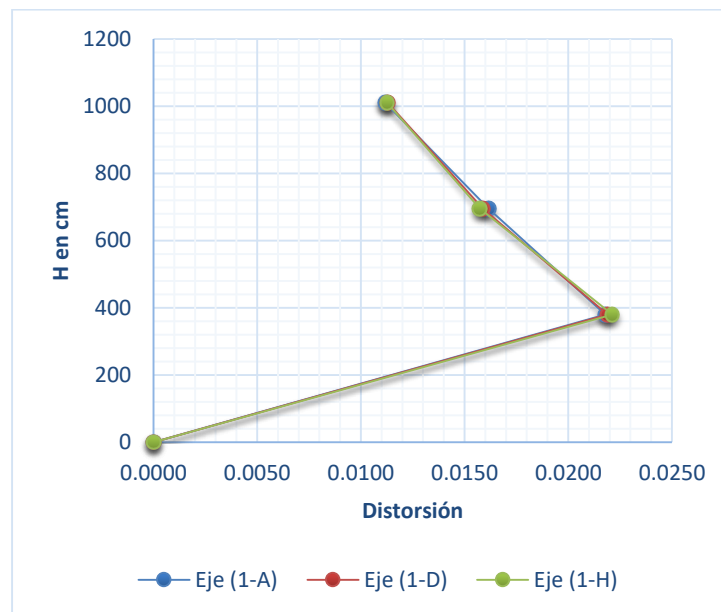


Figura 5.3. Perfil de distorsiones en dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H). Fuente: autoría propia, 2023.

Se puede apreciar que el edificio es ligeramente más flexible en la zona de lobby, ya que se incrementa ligeramente el desplazamiento para las columnas del eje H en el sentido

longitudinal, sin embargo, el desplazamiento en el sentido longitudinal en los diferentes puntos mencionados anteriormente, se mueven de manera uniforme. Se observa que, para el edificio sin refuerzo, los máximos desplazamientos ocurren en el primer nivel, con un desplazamiento de hasta 8.41 cm y una distorsión de entrepiso de 0.022.

A continuación, se presentan la tabla 5.3 y la figuras 5.4, con los datos obtenidos de desplazamientos y perfiles de distorsión de entrepiso respectivamente, para la dirección de análisis transversal Z.

Tabla 5.3. Distorsión de entrepiso en la dirección transversal Z (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje A		Eje D		Eje H	
		Δ (cm)	γ	Δ (cm)	γ	Δ (cm)	γ
AZOTEA	315	6.740	0.0035	4.490	0.0019	5.690	0.0011
N2	315	5.640	0.0057	3.890	0.0025	5.350	0.0017
N1	380	3.840	0.0101	3.090	0.0081	4.800	0.0126

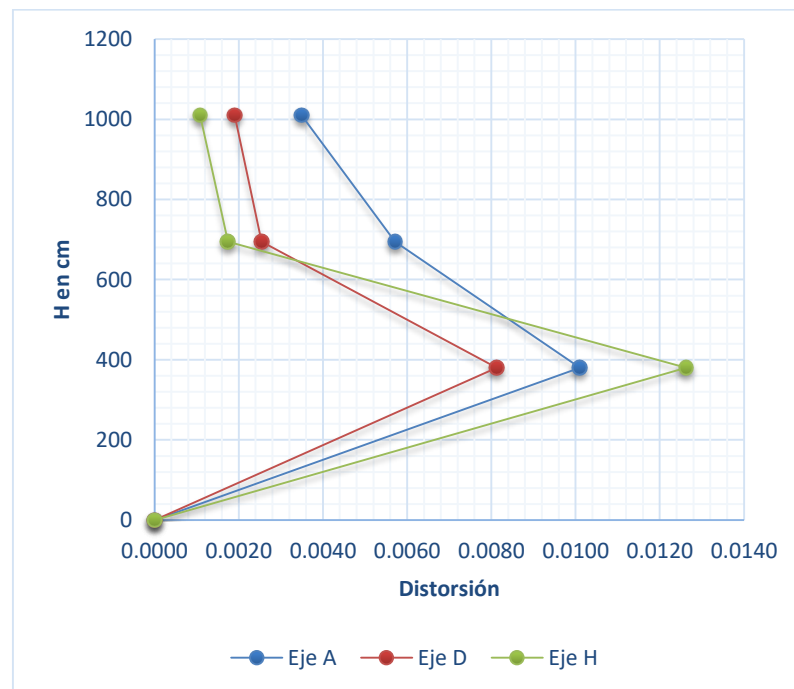


Figura 5.4. Perfil de distorsiones en dirección transversal Z (eje A). Fuente: autoría propia, 2023.

Para el caso de las distorsiones en la dirección transversal de análisis Z, se puede observar que el edificio es más flexible en la zona de lobby, ya que se incrementa el desplazamiento para las columnas del eje H en el sentido transversal. Se observa que, para el edificio sin refuerzo, los máximos desplazamientos ocurren en el primer nivel, con un desplazamiento de hasta 4.8 cm y una distorsión de entrepiso de 0.0126, prácticamente la mitad de los valores que se obtuvieron para la dirección longitudinal.

5.2.2 Modelo edificio rehabilitado REF_M_SINZR_ED, espectro de diseño regional transparente.

Una vez que pudimos observar y comparar los desplazamientos y distorsiones del edificio sin rehabilitación, se procedió con el análisis de los desplazamientos y distorsiones del edificio rehabilitado, considerando de igual manera el espectro de diseño regional transparente.

Los desplazamientos se obtuvieron tanto para la dirección de análisis longitudinal en X, como transversal en Z. Se obtuvieron los perfiles de distorsión de cada eje de columnas, sin embargo, para fines de tomar datos de manera representativa, se presentan los de los ejes transversales A, D y H y eje longitudinal 1-A, 1-D y 1-H.

A continuación, se presentan la tabla 5.4 y la figura 5.5, con los datos obtenidos de desplazamientos y perfiles de distorsión de entrepiso respectivamente, para la dirección de análisis longitudinal X.

Tabla 5.4. Distorsión de entrepiso en la dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje 1-A		Eje 1-D		Eje 1-H	
		Δ (cm)	γ	Δ (cm)	γ	Δ (cm)	γ
AZOTEA	315	4.050	0.0028	4.080	0.0030	3.990	0.0029
N2	315	3.160	0.0041	3.140	0.0041	3.090	0.0041
N1	380	1.860	0.0049	1.840	0.0048	1.800	0.0047

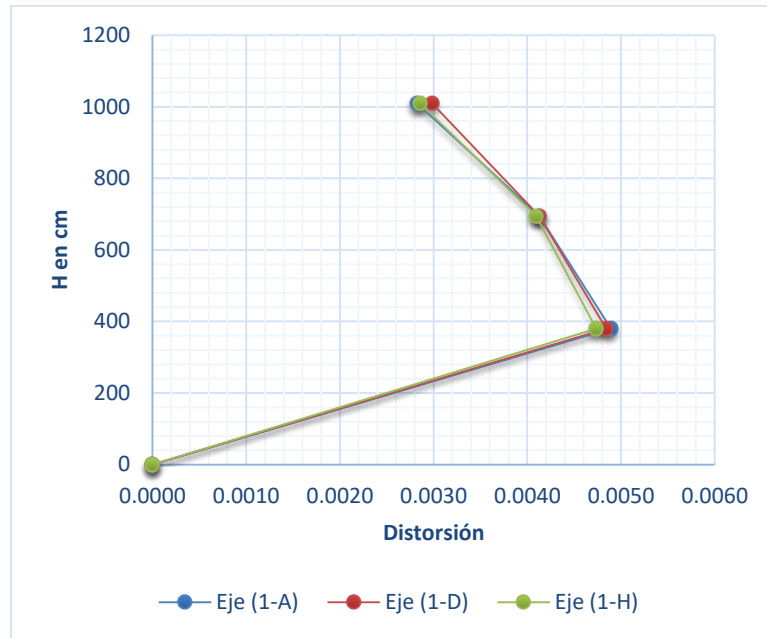


Figura 5.5. Perfil de distorsiones en dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H). Fuente: autoría propia, 2023.

Como se puede observar en los diferentes perfiles de distorsión, las distorsiones en la dirección longitudinal de análisis X, se reducen hasta 4.6 veces comparado contra las distorsiones del edificio sin refuerzo. Con base en los datos obtenidos, se puede observar que hay una mínima variación entre los valores de distorsión obtenidos para los diferentes puntos mencionados anteriormente, por lo que se considera que el edificio se desplaza de manera uniforme en el sentido longitudinal.

A continuación, se presentan las tablas 5.5 y la figura 5.6, con los datos obtenidos de desplazamientos y perfiles de distorsión de entrepiso respectivamente, para la dirección de análisis transversal Z.

Tabla 5.5. Distorsión de entrepiso en la dirección transversal Z (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.

		Eje A		Eje D		Eje H	
NIVEL	H (cm)	Δ (cm)	γ	Δ (cm)	γ	Δ (cm)	γ
AZOTEA	315	6.090	0.0032	4.160	0.0018	2.460	0.0016
N2	315	5.090	0.0052	3.590	0.0024	1.950	0.0025
N1	380	3.450	0.0091	2.830	0.0074	1.150	0.0030

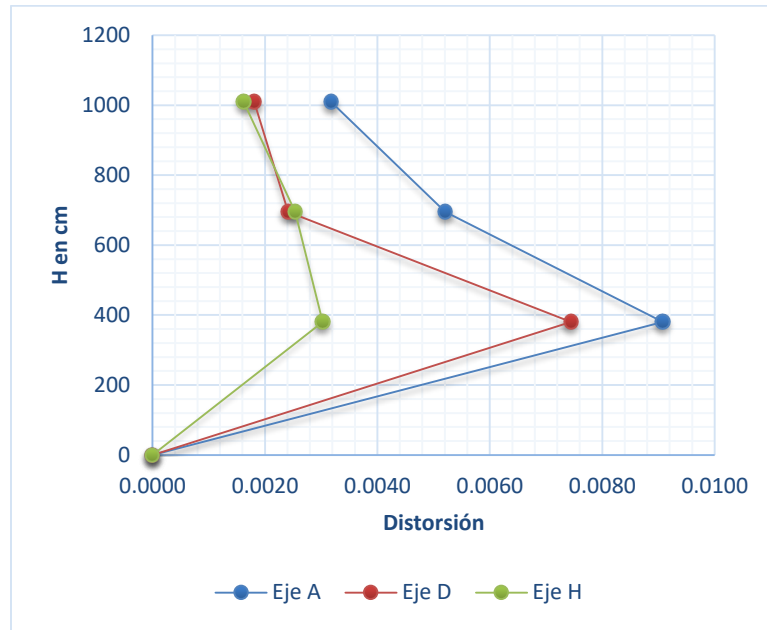


Figura 5.6. Perfil de distorsiones en dirección longitudinal Z (eje A), (eje D) y (eje H). Fuente: autoría propia, 2023.

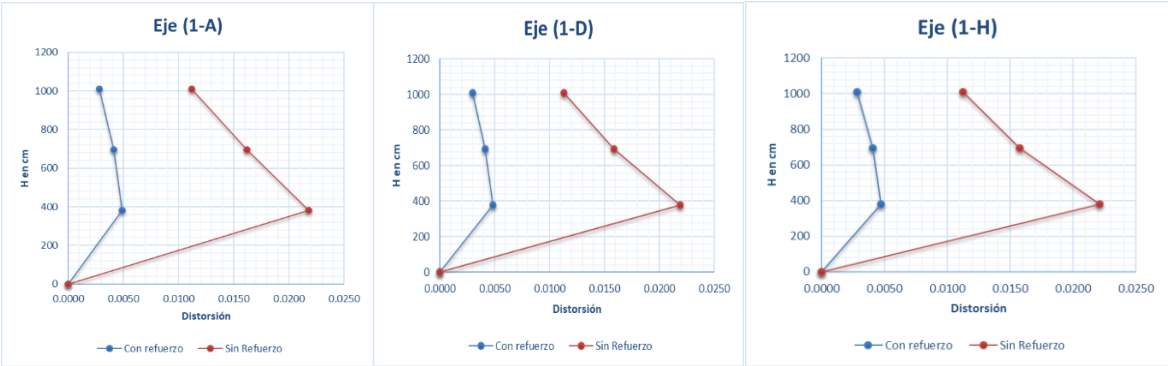
Como se puede observar en los diferentes perfiles de distorsión, las distorsiones en la dirección transversal de análisis Z, no se reducen significativamente comparado contra las distorsiones del edificio sin refuerzo, hablando particularmente de los ejes transversales A, B, C, D y E, esto tiene congruencia, ya que, para estos ejes, y principalmente sobre el eje A (extremo) no se colocaron contravientos, por lo que la rigidez sigue siendo similar a la que tenía el edificio sin refuerzo.

Por otro lado, para los ejes transversales F, G y H, se aprecia una reducción en las distorsiones de entrepiso particularmente del primer nivel, para el caso del eje transversal del eje H, se tiene una reducción de hasta 4 veces la distorsión de entrepiso, esto debido a la adición de los contravientos que se localizan sobre el eje H en planta baja, es importante mencionar que esto es independiente de la amplificación dinámica de la torsión, la cual no se redujo con el refuerzo.

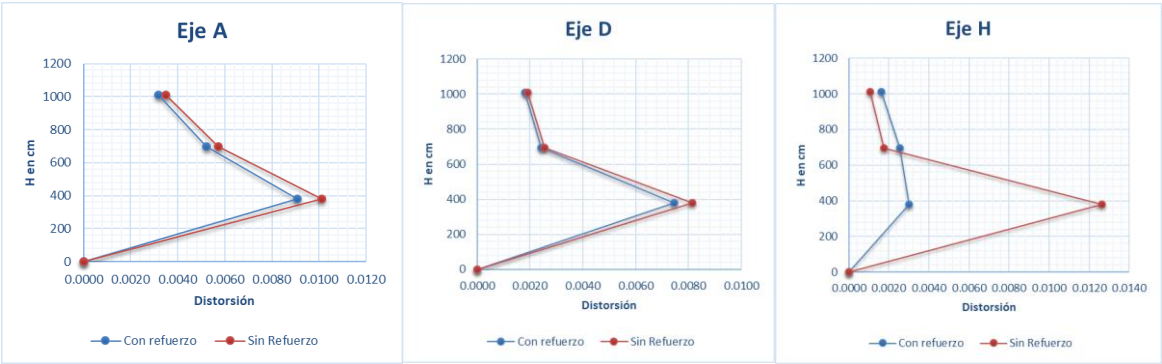
Cabe mencionar, en cuanto a la respuesta total por grado de libertad el refuerzo ayudo a disminuir el problema de torsión que presentaba el edificio, esto fue posible observarlo en los modelos calibrados descritos en el capítulo 3. (modelos SR_M_ZR100%XZ y

REF_M_ZR100%) en donde se aprecia una participación de la masa modal para el edificio sin refuerzo para el modo de torsión de un 68.12%, mientras que para el edificio con refuerzo la participación de la masa modal para el modo de torsión resulto en un 10.28%.

Para fines de obtener una comparativa del nivel de distorsiones de entrepiso, se presentan las siguientes figuras (de la 5.7 a, b y c a la 5.8 a, b y c), en donde se puede observar de manera gráfica, que tanto reducen estas distorsiones y el cambio en el comportamiento dinámico, una vez que el edificio fue rehabilitado, tanto para la dirección longitudinal (X) como transversal (Z).



Figuras 5.7 a, b y c. Comparativa de perfiles de distorsiones dirección longitudinal X, modelos (SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.



Figuras 5.8 a, b y c. Comparativa de perfiles de distorsiones dirección transversal Z, modelos (SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.

5.3 Perfiles de distorsión con espectro de diseño regional reducido.

En los segundos análisis sísmicos el principal objetivo es observar el comportamiento del edificio asociado con el daño, los dos modelos se sometieron a una excitación empleando el espectro de diseño regional reducido (inelástico), se consideró reducción por ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y regularidad. De estos segundos análisis se obtuvieron los perfiles de distorsión de cada uno de los entresijos que conforman la edificación, tomando en cuenta las combinaciones de carga para revisión de los estados límite y se comparan contra los límites de distorsión que establece el MDOC-CFE Diseño por sismo, tanto para limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio) como el de seguridad contra colapso.

A continuación, se presentan los perfiles de distorsión para los modelos SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED, con base en lo descrito en el párrafo anterior.

5.3.1 Modelo sin refuerzo SR_M_transv_todos_rmpM_ED, espectro de diseño regional reducido.

Los desplazamientos se obtuvieron tanto para la dirección de análisis longitudinal en X, como transversal en Z. Se obtuvieron los perfiles de distorsión de cada eje de columnas, sin embargo, para fines de tomar datos de manera representativa, se presentan los de los ejes transversales A, D y H y eje longitudinal 1-A, 1-D y 1-H.

A continuación, se presenta la revisión del estado límite de servicio para limitación de daños a elementos no estructurales del edificio ING-4, en las tablas 5.6 y 5.7 se pueden observar dicha revisión de acuerdo a lo establecido en el MDOC-CFE Diseño por sismo (Mena & Rocha, 2015).

Para la reducción del espectro de diseño regional transparente, se consideró el sistema estructural como: Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad limitada. Por lo que se considera un $Q=2$, y de acuerdo al periodo estructural se establece el valor de Q' . Para el factor de sobrerresistencia R de igual manera se obtiene a partir del valor de sobrerresistencia índice R_o , el cual para este caso de acuerdo al sistema

estructural se consideró un $R_o=2$ y el factor por redundancia para la dirección de análisis X longitudinal $p=1.0$ y para la transversal Z $p=0.8$.

- Revisión de estado límite de servicio para evitar daños a elementos no estructurales en la dirección de análisis longitudinal X eje 1-A, 1-D y 1-H. Se considera el límite de distorsión de 0.004 de acuerdo al MDOC-CFE Diseño por sismo (Mena & Rocha, 2015), dado que la mayoría de los muros se observa que existe una ligera separación entre la columna y el paño del muro, para el caso del muro que se tiene sobre el eje A, se observa que no existe una junta lateral entre la columna y el muro, sin embargo, dado que la mayoría de los muros transversales si presentan esta consideración, se toma el límite mencionado anteriormente.

En lo que respecta a el cálculo de la distorsión de entrepiso para la revisión del estado límite de servicio se considera que:

γ_s = Distorsión de entrepiso estado límite de servicio

δ = Desplazamiento relativo de entrepiso

$$\gamma_s = (\delta * Q' * R * \rho) / 5.5 \leq 0.004$$

Tabla 5.6. Revisión de estado límite de servicio en la dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.

		Eje (1-A)			Eje (1-D)			Eje (1-H)		
NIVEL	H (cm)	δ (cm)	γ_s	Estado	δ (cm)	γ_s	Estado	δ (cm)	γ_s	Estado
AZOTEA	315	0.702	0.002	Cumple	0.712	0.002	Cumple	0.675	0.002	Cumple
N2	315	1.016	0.003	Cumple	0.995	0.003	Cumple	1.011	0.003	Cumple
N1	380	1.702	0.0045	No Cumple	1.718	0.005	No cumple	1.754	0.005	No cumple

Con base en las tablas, la condición de daño a elementos no estructurales no se cumple para el primer nivel de la edificación, en la dirección de análisis longitudinal X, se excede hasta un 15% del límite permisible. Sin embargo, se tiene conocimiento de que los muros longitudinales se encuentran desfasados de los ejes de columnas, por lo que, durante el sismo del 2017, estos muros no presentaron daño severo, pero en el caso de algunos muros

transversales se presentaron fisuras que probablemente fueron generadas por los grandes desplazamientos que presentó la estructura en esta dirección.

- Revisión de estado límite de servicio para evitar daños a elementos no estructurales en la dirección de análisis transversal Z eje A, D y H.

Tabla 5.7. Revisión de estado límite de servicio en la dirección transversal Z (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje A			Eje D			Eje H		
		δ (cm)	γ_s	Estado	δ (cm)	γ_s	Estado	δ (cm)	γ_s	Estado
AZOTEA	315	0.224	0.001	Cumple	0.133	0.0004	Cumple	0.079	0.0003	Cumple
N2	315	0.354	0.001	Cumple	0.162	0.001	Cumple	0.115	0.0004	Cumple
N1	380	0.732	0.0019	Cumple	0.595	0.002	Cumple	0.916	0.002	Cumple

Se puede observar en las tablas, que la condición de daño a elementos no estructurales se cumple para todos los niveles de la edificación, en la dirección de análisis transversal Z.

A continuación, se presenta la revisión del estado límite para seguridad contra colapso del edificio ING-4, en las tabla 5.8 y 5.9 se pueden observar dicha revisión de acuerdo a lo establecido en el MDOC-CFE Diseño por sismo (Mena & Rocha, 2015). También en las figuras 5.9 y 5.10, se pueden observar de manera gráfica, los perfiles de distorsión para esta condición.

- Revisión de estado límite para seguridad contra colapso en la dirección de análisis longitudinal X eje 1-A, 1-D y 1-H.

Para la reducción del espectro de diseño regional transparente, se consideró el sistema estructural como: Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad limitada. Por lo que se considera un $Q=2$, y de acuerdo al periodo estructural se establece el valor de Q' . Para el factor de sobrerresistencia R de igual manera se obtiene a partir del valor de sobrerresistencia índice R_o , el cual para este caso de acuerdo al sistema estructural se consideró un $R_o=2$ y el factor por redundancia para la dirección de análisis X longitudinal $p=1.0$ y para la transversal Z $p=0.8$.

Para la revisión de la distorsión máxima de entrepiso, se consideró como límite la distorsión máxima de entrepiso de 0.015, conforme a lo estipulado en el MDOC-CFE 2015 Diseño por sismo. Para el cálculo de la distorsión de entrepiso se considera que:

γ_c = Distorsión de entrepiso estado límite para la seguridad contra colapso.

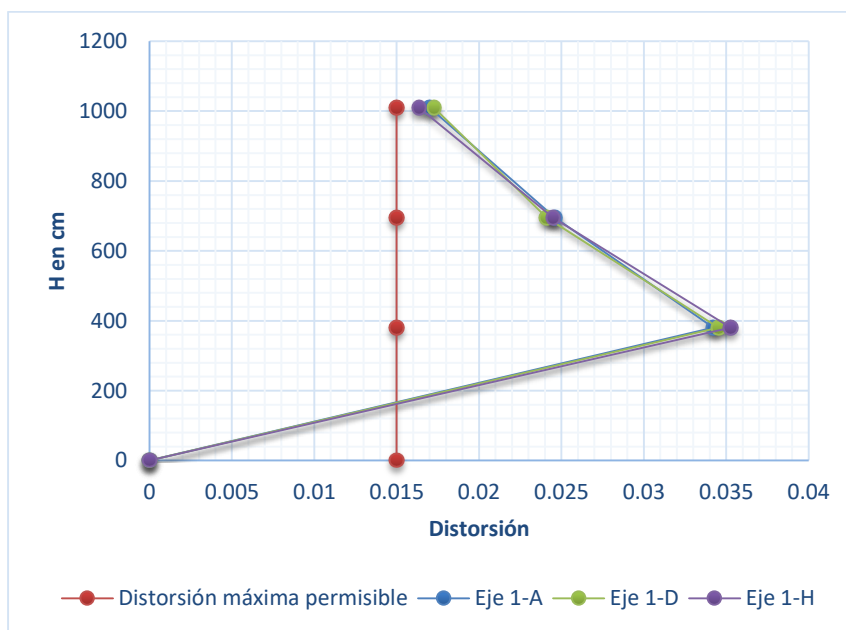
δ = Desplazamiento relativo de entrepiso

$$\gamma_c = \delta * Q * R * \rho \leq 0.015$$

Tabla 5.8. Revisión de estado límite para la seguridad contra colapso en la dirección longitudinal X (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje (1-A)			Eje (1-D)			Eje (1-H)		
		δ (cm)	γ_c	Estado	δ (cm)	γ_c	Estado	δ (cm)	γ_c	Estado
AZOTEA	315	5.360	0.017	No cumple	5.440	0.017	No cumple	5.160	0.016	No cumple
N2	315	7.760	0.025	No cumple	7.600	0.024	No cumple	7.720	0.025	No cumple
N1	380	13.00	0.034	No cumple	13.12	0.035	No cumple	13.400	0.035	No cumple

Como se puede observar en las tablas, la condición límite para seguridad contra colapso no se cumple para todos los niveles de la edificación, en la dirección de análisis longitudinal X, se excede hasta un 128% del límite permisible para el eje 1-A, 130% para el eje 1-D y 135% para el eje 1-H.



Figuras 5.9. Perfiles de distorsiones dirección longitudinal X, modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED).

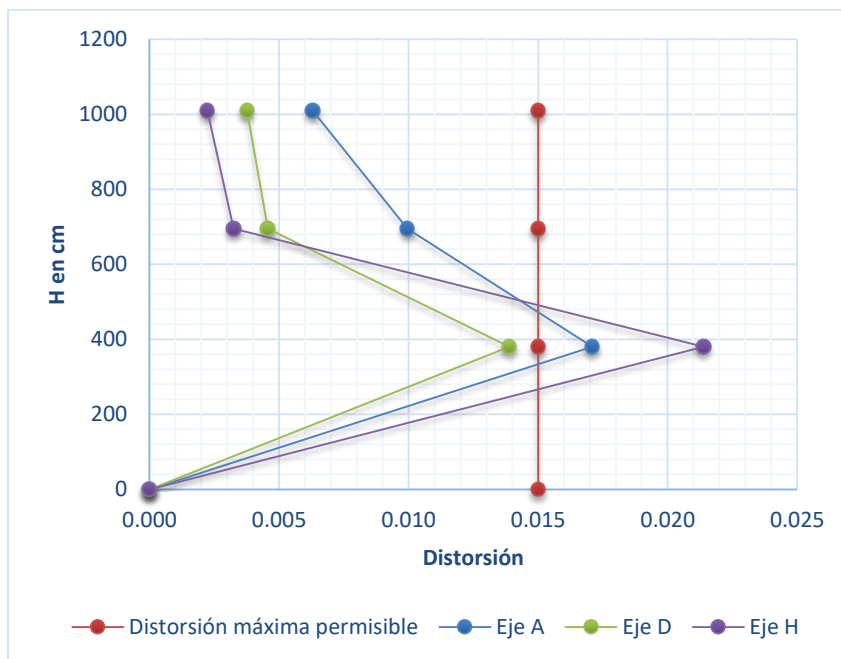
Fuente: autoría propia, 2023.

- Revisión de estado límite para seguridad contra colapso en la dirección de análisis transversal Z eje A, D y H.

Tabla 5.9. Revisión de estado límite de servicio en la dirección transversal Z (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje A			Eje D			Eje H		
		δ (cm)	γ_c	Estado	δ (cm)	γ_c	Estado	δ (cm)	γ_c	Estado
AZOTEA	315	1.984	0.006	Cumple	1.184	0.004	Cumple	0.704	0.002	Cumple
N2	315	3.136	0.010	Cumple	1.440	0.005	Cumple	1.024	0.003	Cumple
N1	380	6.50	0.017	No cumple	5.280	0.014	Cumple	8.128	0.021	No cumple

En la tabla 5.9 se puede observar que, la condición límite de seguridad contra colapso no se cumple para el primer nivel en los ejes A y H (extremo), en la dirección de análisis transversal Z, se excede hasta un 14% del límite permisible para el eje A y 43% para el eje H.



Figuras 5.10. Perfiles de distorsiones dirección transversal Z, modelo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED).

Fuente: autoría propia, 2023.

5.3.2 Modelo con refuerzo REF_M_SINZR_ED, espectro de diseño regional reducido.

En lo que corresponde a este análisis, los desplazamientos se obtuvieron tanto para la dirección de análisis longitudinal en X, como transversal en Z. Se obtuvieron los perfiles de distorsión de cada eje de columnas, sin embargo, para fines de tomar datos de manera representativa, se presentan los de los ejes transversales A, D y H y eje longitudinal 1-A, 1-D y 1-H.

A continuación, se presenta la revisión del estado límite de servicio para limitación de daños a elementos no estructurales del edificio ING-4, en las tablas 5.10 y 5.11 se pueden observar dicha revisión de acuerdo a lo establecido en el MDOC-CFE Diseño por sismo (Mena & Rocha, 2015).

- Revisión de estado límite de servicio para evitar daños a elementos no estructurales en la dirección de análisis longitudinal X eje 1-A, 1-D y 1-H. Se considera el límite de distorsión de 0.004 de acuerdo al MDOC-CFE Diseño por sismo (Mena & Rocha, 2015), dado que la mayoría de los muros se observa que

existe una ligera separación entre la columna y el paño del muro, para el caso del muro que se tiene sobre el eje A, se observa que no existe una junta lateral entre la columna y el muro, sin embargo, dado que la mayoría de los muros transversales si presentan esta consideración, se toma el límite mencionado anteriormente.

Tabla 5.10. Revisión de estado límite de servicio en la dirección longitudinal (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje (1-A)			Eje (1-D)			Eje (1-H)		
		δ (cm)	γ_s	Estado	δ (cm)	γ_s	Estado	δ (cm)	γ_s	Estado
AZOTEA	315	0.200	0.001	Cumple	0.217	0.001	Cumple	0.217	0.001	Cumple
N2	315	0.297	0.001	Cumple	0.293	0.001	Cumple	0.284	0.001	Cumple
N1	380	0.444	0.0012	Cumple	0.444	0.001	Cumple	0.444	0.001	Cumple

Derivado de los resultados mostrados en la tabla 5.10, se puede concluir que la condición de estado límite de servicio para limitación de daño a elementos no estructurales se cumple para todos los niveles de la edificación, en la dirección de análisis longitudinal X.

- Revisión de estado límite de servicio para evitar daños a elementos no estructurales en la dirección de análisis transversal Z eje A, D y H.

Tabla 5.11. Revisión de estado límite de servicio en la dirección transversal (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje A			Eje D			Eje H		
		δ (cm)	γ_s	Estado	δ (cm)	γ_s	Estado	δ (cm)	γ_s	Estado
AZOTEA	315	0.216	0.001	Cumple	0.142	0.0005	Cumple	0.128	0.0004	Cumple
N2	315	0.344	0.001	Cumple	0.170	0.001	Cumple	0.181	0.001	Cumple
N1	380	0.699	0.0018	Cumple	0.582	0.002	Cumple	0.256	0.001	Cumple

Con base en los resultados mostrados en la tabla 5.11, la condición de estado límite de servicio para limitación de daño a elementos no estructurales se cumple para todos los niveles de la edificación, en la dirección de análisis transversal Z.

A continuación, se presenta la revisión del estado límite para seguridad contra colapso del edificio ING-4, en las tablas 5.12 y 5.13 se pueden observar dicha revisión de acuerdo a lo establecido en el MDOC-CFE Diseño por sismo (Mena & Rocha, 2015). También en las

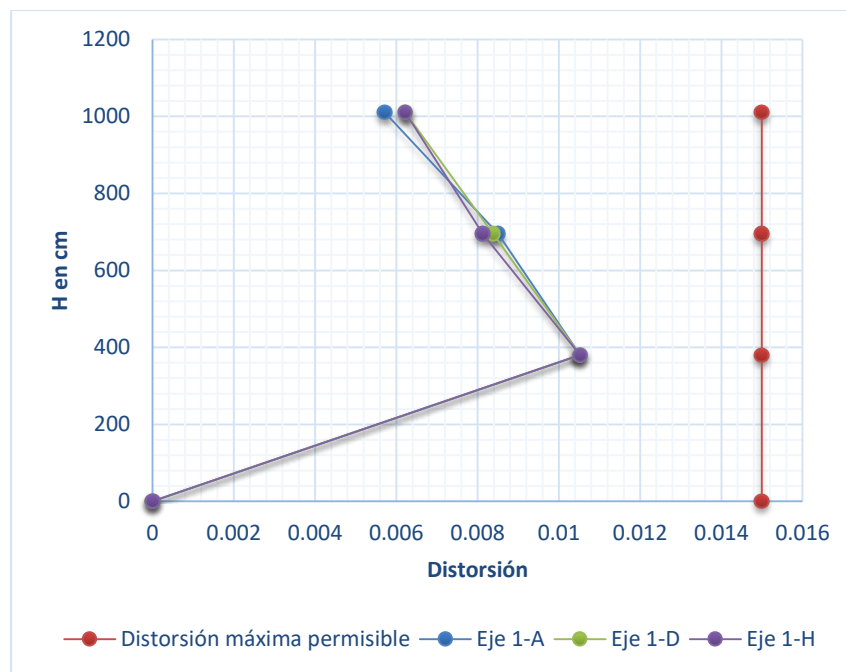
figuras 5.11 y 5.12, se pueden observar de manera gráfica, los perfiles de distorsión para esta condición.

- Revisión de estado límite para seguridad contra colapso en la dirección de análisis longitudinal X eje 1-A, 1-D y 1-H.

Tabla 5.12. Revisión del estado para la seguridad contra colapso en la dirección transversal (eje 1-A), (eje 1-D) y (eje 1-H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje (1-A)			Eje (1-D)			Eje (1-H)		
		δ (cm)	γ_c	Estado	δ (cm)	γ_c	Estado	δ (cm)	γ_c	Estado
AZOTEA	315	1.800	0.006	Cumple	1.960	0.006	Cumple	1.960	0.006	Cumple
N2	315	2.680	0.009	Cumple	2.640	0.008	Cumple	2.560	0.008	Cumple
N1	380	4.000	0.011	Cumple	4.000	0.011	Cumple	4.000	0.011	Cumple

De los resultados mostrados en la tabla 5.12, se puede observar que, la condición límite para seguridad contra colapso se cumple para todos los niveles de la edificación, en la dirección de análisis longitudinal X.



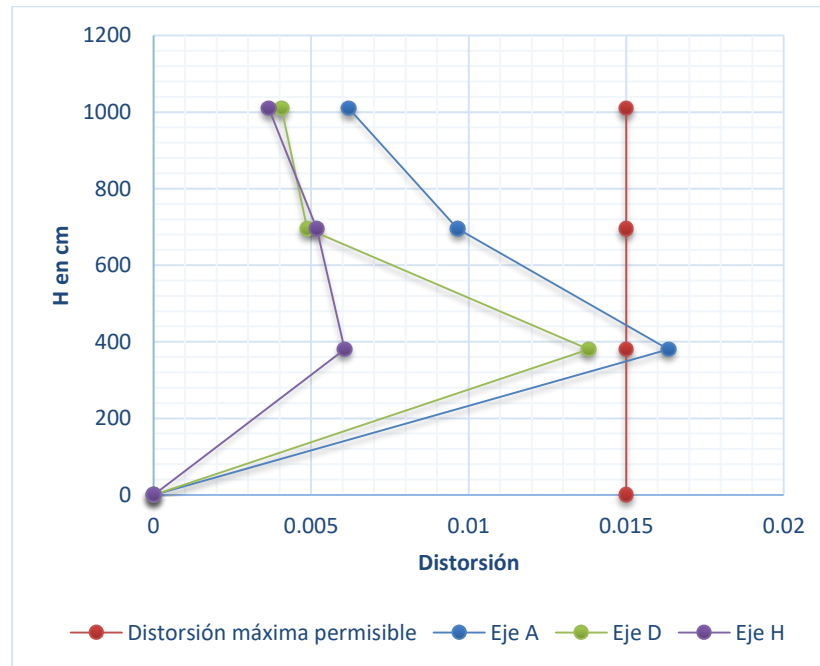
Figuras 5.11. Perfiles de distorsiones dirección longitudinal X, modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.

- Revisión de estado límite para seguridad contra colapso en la dirección de análisis transversal Z eje A, D y H.

Tabla 5.13. Revisión de estado límite para la seguridad contra colapso dirección transversal (eje A), (eje D) y (eje H), modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente autoría propia, 2023.

NIVEL	H (cm)	Eje A			Eje D			Eje H		
		δ (cm)	γ_c	Estado	δ (cm)	γ_c	Estado	δ (cm)	γ_c	Estado
AZOTEA	315	1.952	0.006	Cumple	1.280	0.004	Cumple	1.152	0.004	Cumple
N2	315	3.104	0.010	Cumple	1.536	0.005	Cumple	1.632	0.005	Cumple
N1	380	6.304	0.017	No cumple	5.248	0.014	Cumple	2.304	0.006	Cumple

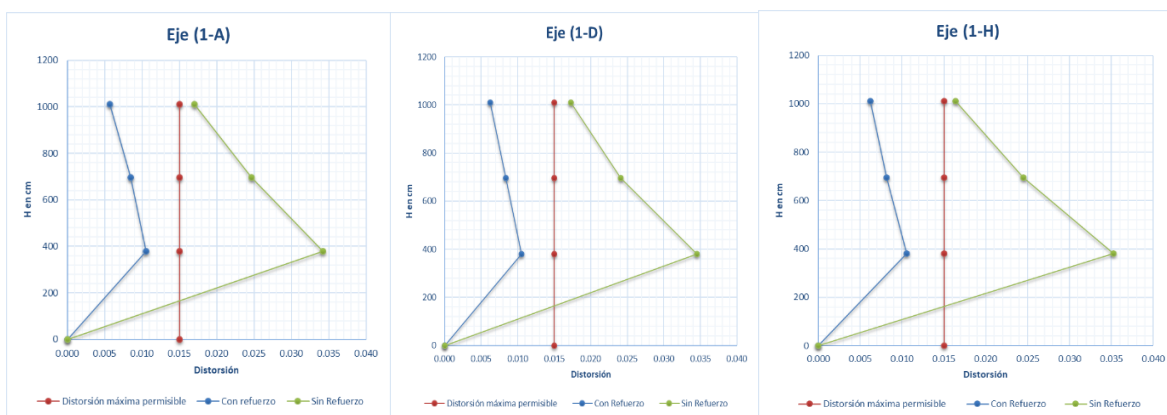
Se concluye con base en los resultados mostrados en la tabla 5.13, la condición límite para seguridad contra colapso se cumple para todos los niveles de la edificación en la dirección transversal de análisis Z, excepto en el eje A, se excede en un 9% el límite permisible, por lo que no cumple.



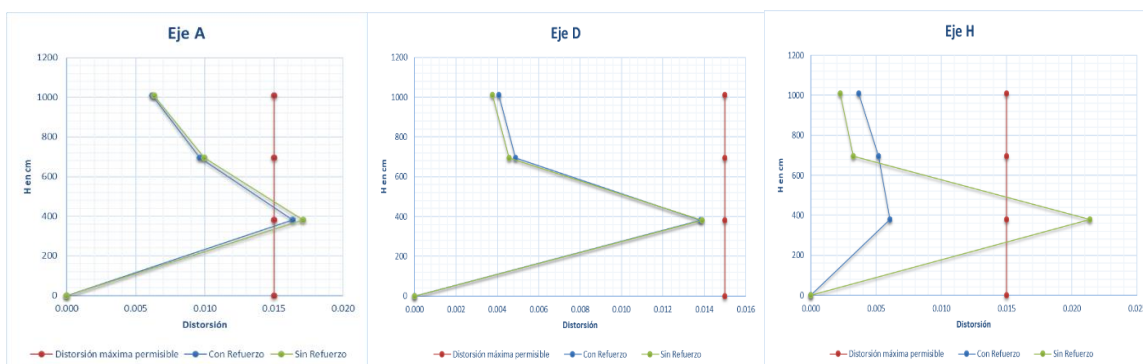
Figuras 5.12. Perfiles de distorsiones dirección transversal Z, modelo (REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.

De los gráficos anteriores se puede notar, como el sistema estructural se ha rigidizado en la dirección transversal, particularmente sobre el eje H (zona de lobby), esto mediante el empleo de contravientos en planta baja en dirección transversal.

Para fines de obtener una comparativa del nivel de distorsiones de entrepiso para estado límite para seguridad contra colapso, se presentan las siguientes figuras (de la 5.13 a, b y c a la 5.14 a, b y c), en donde se puede observar de manera gráfica, que tanto reducen estas distorsiones y el cambio en el comportamiento dinámico, una vez que el edificio fue rehabilitado, tanto para la dirección longitudinal (X) como transversal (Z).



Figuras 5.13 a, b y c. Comparativa de perfiles de distorsiones dirección longitudinal X, modelos (SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.



Figuras 5.14 a, b y c. Comparativa de perfiles de distorsiones dirección transversal Z, modelos (SR_M_transv_todos_rmpM_ED y REF_M_SINZR_ED). Fuente: autoría propia, 2023.

6 CONCLUSIONES

En este trabajo de investigación se calibraron modelos analíticos para la obtención de la respuesta dinámica de un edificio de tres niveles denominado ING-4 localizado dentro de la FI-BUAP, en términos de frecuencias de vibrar y formas modales. Se consideraron dos casos de estudio, el primero para el edificio sin refuerzo, es decir, antes de ser intervenido mediante el reforzamiento que se propuso debido a los daños que se registraron por el sismo del 19 de septiembre de 2017, y el segundo para la estructura reforzada, ambos para condiciones de vibración ambiental.

Adicionalmente, para fines de la estimación de la respuesta sísmica del edificio, se propusieron modelos representativos de la estructura para un nivel de esfuerzos mayores y se sometieron a una excitación sísmica, con el fin de obtener datos de desplazamientos y perfiles de distorsión máximos por grado de libertad, los cuales se compararon con los límites permisibles que establece la normativa actual.

A continuación, se dan conclusiones sobre la calibración de los modelos analíticos para bajos niveles de esfuerzo como lo es la vibración ambiental, así como de los modelos representativos de la práctica profesional para un nivel de esfuerzos mayores generados por una excitación sísmica.

Modelos analíticos calibrados del edificio sin refuerzo.

- Modelo esquelético (**SR_SinmurosM**).

Este modelo fue la base para la calibración del resto de los modelos, como su nombre lo dice, solo se consideraron los principales elementos estructurales como lo son las columnas, trabes y losas, no se consideraron muros, ni rampas de escaleras o algún otro elemento no estructural. El modelo presentó un comportamiento rígido por el primer modo de vibrar en traslación en la dirección transversal con un 90.4% de la masa modal, en la dirección longitudinal, fue notable la participación de la torsión con un porcentaje de la masa modal del 58.8%. Respecto de las frecuencias obtenidas en la calibración para este primer

modelo, se obtuvieron porcentajes de incertidumbres en los tres primeros modos de vibrar (1L, 1T y 1R) que oscilan entre el 62 y 64% respecto de las frecuencias experimentales, por lo que el modelo no resultó apto para reproducir la respuesta dinámica del edificio.

- Modelo esquelético + muros transversales extremos (**SR_MurosextremoplM**).

Para este segundo modelo, se tomó en consideración la adición de los muros transversales de extremo, que se encuentran sobre los ejes A y H, cabe hacer notar que para el caso del muro sobre el eje A, se asumió que en esta etapa el muro se encontraba desligado en toda la longitud de las columnas, así como el resto de los muros. Se pudo observar que, para el primer modo de vibrar de traslación, se acoplan ambas direcciones tanto en sentido longitudinal (X) como en sentido transversal (Z), si bien no se considera que es un modo de torsión, genera un efecto de traslación no uniforme.

Los porcentajes de incertidumbre que se obtuvieron en los tres primeros modos de vibrar (1L, 1T y 1R) oscilaron alrededor del 54% y 61%, por lo que se pudo observar que los muros de mampostería tienen participación en la respuesta dinámica de la estructura, sin embargo, aún se está lejos del modelo representativo de la estructura.

- Modelo con muros de extremo, muros laterales en cubo de escalera y rampa de escalera (**SR_MurotransvrmpM**).

Mediante este modelo se pudo comprobar que la rampa de escalera, aporta rigidez al sistema estructural, así como los muros que conforman el cubo de escalera. Con la adición de los elementos antes mencionados, se observó un comportamiento típico de un edificio de cortante, regido por los dos primeros modos de traslación con participaciones modales de 88.8% en la dirección longitudinal (X) y 89.47 % en la dirección transversal en (Z).

En la práctica profesional, en la mayoría de los modelos que se realizan en los despachos de cálculo, no se tienen considerado el modelado de rampas de escaleras o cubos de elevadores (cuando estos van ligados a la estructura principal), se recomienda tomar en consideración estos elementos en la idealización de los modelos matemáticos.

Mediante la calibración de este modelo se pudo observar, una reducción importante en los porcentajes de incertidumbre entre las frecuencias analíticas y las experimentales, en este caso para el primer modo longitudinal se obtuvo un 49%, mientras que, para el primer modo transversal y rotacional, un 24.8 y 24.6% respectivamente, por lo que aún este modelo sigue sin ser idóneo para representar la respuesta de la estructura.

- Modelo todos los muros transversales y rampa de escalera (**SR_M_transv_todos_rmpM**).

En este modelo se contó con la adición de todos los muros transversales, conservando la rampa de escalera. El comportamiento estructural se rigió por el primer modo de traslación en dirección longitudinal (X), con una participación de la masa modal de un 91%, mientras que para el primer modo de traslación transversal (Z) se tuvo una participación de la masa modal del 12.6%, mientras que para el primer modo rotacional un 81.7%. Lo que hace notar es que, al agregar el resto de los muros transversales, la estructura presenta un movimiento no uniforme al tener un alto porcentaje de participación del modo de torsión.

Con respecto de los porcentajes de incertidumbre que se tuvieron al comparar las frecuencias analíticas y las experimentales, se encontró que para el primer modo longitudinal se tuvo un 39.1%, para el primer modo transversal en (Z) un 1% y para el primer modo rotacional un -2.3%.

- Modelo completo, todos los muros transversales y longitudinales (**SR_M_transvt&longtrmpM**).

En esta calibración, el modelo contaba con todos los muros transversales, rampa de escaleras y se adicionan los muros longitudinales, es importante mencionar, que se hizo la consideración de modelar los muros excéntricos como se encuentran físicamente construidos, con la finalidad de contar con un modelo más refinado, que proporcionará una mayor certidumbre de los resultados de la calibración. En este modelo se observó un comportamiento estructural regido por el primer modo de traslación en la dirección longitudinal en (X), con una participación de la masa modal del 75.2 %, mientras que para el primer modo transversal en dirección (Z) se tuvo un 25.97%, para el primer modo rotacional

un 69.45%. Nótese que se sigue teniendo un porcentaje alto de participación de la masa modal en el primer modo de torsión.

En cuanto a los porcentajes de incertidumbre al comparar las frecuencias analíticas y las experimentales, se obtuvo un 13.2% para el primer modo longitudinal, un 2.9% para el primer modo transversal y un -2.4% para el primer modo rotacional. Con base en los datos anteriores, este modelo resultó aceptable para reproducir el comportamiento dinámico de la estructura sin reforzamiento en condiciones de vibración ambiental.

Modelos calibrados bajo consideración de zona rígida.

Con el fin de reducir un poco más el porcentaje de incertidumbre entre las frecuencias analíticas y experimentales, se consideraron 2 modelos bajo consideración de zona rígida viga-columna y capitel columna.

- Modelo calibrado zona rígida viga-columna al 50% en dirección longitudinal (X) (**SR_M_ZR50%X**) y Modelo calibrado zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis (X), (Z) (**SR_M_ZR100%XZ**).

Bajo esta primera consideración de zona rígida, se pudo observar que no tiene relevancia en la calibración del modelo, pues la aportación de rigidez es muy pequeña. Se realizaron otros modelos considerando zona rígida viga-columna 100% en ambas direcciones de análisis, sin embargo, no fueron representativas para lograr una reducción en la incertidumbre entre las frecuencias analíticas y experimentales. Para el caso del modelo con zona rígida capitel-columna se pudo observar un incremento en las frecuencias más significativo que para los modelos de zona rígida viga-columna. Lo anterior ayudó a reducir el porcentaje de incertidumbre entre las frecuencias analíticas y experimentales, para el primer modo longitudinal se obtuvo un 8.52%, para el primer modo transversal un 0.35% y para el primer modo rotacional un -4.26%. Por lo tanto, este modelo se considera idóneo para la representación del comportamiento dinámico de la estructura ante bajos niveles de esfuerzos.

Modelos calibrados del edificio rehabilitado.

- Modelo calibrado reforzado sin considerar zona rígida (**REF_M_SINZR**).

Para la calibración de este modelo se consideraron todos los elementos estructurales y no estructurales, descritos en este capítulo. Se tomó como base un modelo sin considerar zonas rígidas, se agregaron los elementos de refuerzo como lo son los contravientos verticales y el muro de mampostería sobre el eje A como muro diafragma.

El comportamiento estructural se encontró regido por los dos primeros modos en traslación, teniendo un porcentaje de participación de la masa modal para el primer modo longitudinal en dirección (X) de 70.88% y para el primer modo transversal en dirección (Z) de 73.61%.

Para este modelo calibrado, se obtuvieron porcentajes de incertidumbre para el primer modo longitudinal de 7.37%, para el primer modo transversal un 14.4% y para el primer modo rotacional un 17.1%. Este modelo no consideró zona rígida, sin embargo, los porcentajes de incertidumbre pueden considerarse aceptables.

Mediante este primer modelo calibrado y los resultados obtenidos, se pudo notar el efecto de los contravientos al rigidizar el sistema estructural y el cambio en el comportamiento dinámico.

- Modelo calibrado reforzado considerando zona rígida al 100% capitel-columna en ambas direcciones de análisis (X), (Z) (**REF_M_ZR100%**).

Para llegar a la calibración de un modelo analítico con menor grado de incertidumbre, se modeló la zona rígida al 100% capitel-columna. Bajo esta consideración se obtuvieron los siguientes porcentajes de incertidumbre al comparar las frecuencias analíticas y experimentales, para el primer modo longitudinal un 5.2%, para el primer modo transversal un 12.84% y un 15.42% para el primer modo rotacional.

Estos porcentajes de incertidumbre se consideran aceptables para la calibración del modelo analítico rehabilitado o reforzado, por lo que, este modelo se considera idóneo para

la representación del comportamiento dinámico de la estructura ante bajos niveles de esfuerzo.

En lo que respecta a las formas modales obtenidas de manera analítica versus las experimentales, solo fue posible realizar la comparativa para el edificio rehabilitado para los dos primeros modos de traslación y el primer modo de torsión, ya que, para el caso del edificio sin rehabilitación, no se contó con estos datos.

Las configuraciones modales obtenidas mediante el modelo calibrado analítico, resultaron muy similares a las obtenidas de manera experimental, por lo que, los modelos analíticos reproducen adecuadamente la amplificación relativa de los diferentes niveles y grados de libertad. Se pudo apreciar mediante la comparativa de formas modales, que el modelo analítico vibra como fue medido de manera experimental, además, se puede decir, que las aceleraciones de los diferentes grados de libertad tienen la misma proporcionalidad.

Para las formas modales obtenidas para los dos primeros modos de traslación en el modelo analítico se tienen factores de participación de la masa modal de 68.72% en sentido longitudinal X y 76.04% en sentido transversal Z, con esto se puede corroborar que el comportamiento de la edificación está regido por los dos primeros modos en traslación, lo cual refleja movimientos de traslación uniformes para ambas direcciones de análisis.

Se pudo corroborar que los modelos calibrados mediante pruebas de vibración ambiental, son confiables para reproducir la respuesta dinámica de la estructura, y que con ello se pueden obtener modelos representativos de la práctica profesional para fines de análisis y diseño estructural. Además, se pudo demostrar que las pruebas de vibración ambiental, son efectivas para corroborar el comportamiento dinámico de una estructura, mediante la obtención de frecuencias de vibrar y formas modales.

Estimación de la respuesta sísmica.

Uno de los principales objetivos de calibrar modelos analíticos, es contar con un modelo representativo que reproduzca el comportamiento dinámico de la estructura. Mediante la calibración de modelos analíticos se pudo identificar aquellos elementos estructurales y no estructurales que participan en la respuesta de la edificación. Con base en estos modelos calibrados, se tomaron criterios de selección para considerar modelos que son comúnmente empleados en la práctica profesional, y someterlos a una excitación sísmica como se describe en el capítulo 5 de este trabajo de investigación.

A continuación, se describen conclusiones sobre la respuesta sísmica de la edificación, considerando 2 modelos representativos de la práctica profesional, tanto para el edificio sin rehabilitación y rehabilitado.

- **Modelo sin refuerzo (SR_M_transv_todos_rmpM_ED)**

Para este modelo se realizaron dos análisis sísmicos modales espectrales, el primero considerando el espectro de diseño regional transparente y el segundo considerando la reducción del espectro de diseño regional transparente.

Análisis con espectro de diseño regional transparente (elástico)

De los resultados obtenidos para la dirección de análisis X, se pudo apreciar que el edificio es ligeramente más flexible en la zona de lobby, ya que se incrementa ligeramente el desplazamiento para las columnas del eje H en el sentido longitudinal. Sin embargo, el desplazamiento en el sentido longitudinal en los diferentes puntos en donde se calcularon, muestra que se mueven de manera uniforme. Se observó que, para el edificio sin refuerzo, los máximos desplazamientos ocurren en el primer nivel, con un desplazamiento de hasta 8.41 cm y una distorsión de entrepiso de 0.022.

Para el caso de las distorsiones en la dirección transversal de análisis Z, se pudo observar que el edificio es más flexible en la zona de lobby, ya que se incrementa el

desplazamiento para las columnas del eje H en el sentido transversal. Se observa que, para el edificio sin refuerzo, los máximos desplazamientos ocurren en el primer nivel, con un desplazamiento de hasta 4.8 cm y una distorsión de entrepiso de 0.0126, prácticamente la mitad de los valores que se obtuvieron para la dirección longitudinal.

Análisis con espectro de diseño regional reducido (inelástico)

Para el modelo sin refuerzo, se realizó un segundo análisis con el objetivo de tener un parámetro de comparación para las distorsiones de los estados límite de servicio y seguridad contra colapso que permite la norma o en este caso el MDOC-CFE Diseño por sismo. Además, se buscó asociar las distorsiones obtenidas mediante el análisis y el daño que presentó la edificación durante el sismo de 2017.

Para la revisión del estado límite de servicio para limitación de daños a elementos no estructurales, no se cumple para el primer nivel de la edificación, en la dirección de análisis longitudinal X, se excede hasta un 15% del límite permisible. Sin embargo, se tiene conocimiento de que los muros longitudinales se encuentran desfasados de los ejes de columnas, por lo que, durante el sismo del 2017, estos muros no presentaron daño severo, pero en el caso de algunos muros transversales se presentaron fisuras que probablemente fueron generadas por los grandes desplazamientos que presentó la estructura en esta dirección. Para la dirección de análisis transversal Z, se pudo observar que la condición de daño a elementos no estructurales se cumple para todos los niveles de la edificación.

En lo que respecta a la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, no se cumple para todos los niveles de la edificación, en la dirección de análisis longitudinal X, se excede hasta un 128% del límite permisible para el eje 1-A, 130% para el eje 1-D y 135% para el eje 1-H. Esta condición corrobora lo observado durante el sismo de 2017, en donde se dice que el edificio experimentó grandes desplazamientos en la dirección longitudinal y un desplomo. En la dirección de análisis transversal Z la condición límite de seguridad contra colapso no se cumple para el primer nivel en los ejes A y H (extremo), se excede hasta un 14% del límite permisible para el eje A y 43% para el eje H.

- Modelo reforzado (**REF_M_SINZR_ED**)

De igual manera que el modelo **SR_M_transv_todos_rmpM_ED**, se realizaron dos análisis sísmicos modales espectrales, el primero considerando el espectro de diseño regional transparente y el segundo considerando la reducción del espectro de diseño regional transparente.

Análisis con espectro de diseño regional transparente (elástico)

En lo que se refiere al edificio reforzado, se observó en los diferentes perfiles de distorsión que, en la dirección longitudinal de análisis X, se reducen hasta 4.6 veces comparado contra el edificio sin refuerzo. Con base en los datos obtenidos, se puede observar que hay una mínima variación entre los valores de distorsión obtenidos para los diferentes puntos mencionados anteriormente, por lo que se considera que el edificio se desplaza de manera uniforme en el sentido longitudinal.

Las distorsiones en la dirección transversal de análisis Z, no se reducen significativamente comparado contra las del edificio sin refuerzo, hablando particularmente de los ejes transversales A, B, C, D y E, esto tiene congruencia, ya que, para estos ejes, y principalmente sobre el eje A (extremo) no se colocaron contravientos, por lo que la rigidez sigue siendo similar a la que tenía el edificio sin refuerzo.

Por otro lado, para los ejes transversales F, G y H, se aprecia una reducción en las distorsiones de entrepiso particularmente del primer nivel, para el caso del eje transversal del eje H, se tiene una reducción de hasta 4 veces la distorsión de entrepiso, esto debido a la adición de los contravientos que se localizan sobre el eje H en planta baja, es importante mencionar que esto es independiente de la amplificación dinámica de la torsión, la cual no se redujo con el refuerzo.

Cabe mencionar, en cuanto a la respuesta total por grado de libertad el refuerzo ayudo a disminuir el problema de torsión que presentaba el edificio, esto fue posible observarlo en los modelos calibrados descritos en el capítulo 3. (modelos **SR_M_ZR100%XZ** y **REF_M_ZR100%**) en donde se observó una participación de la masa modal para el edificio

sin refuerzo para el modo de torsión de un 68.12%, mientras que para el edificio con refuerzo la participación de la masa modal para el modo de torsión resulto en un 10.28%.

Análisis con espectro de diseño regional reducido (inelástico)

Al igual que para el edificio sin rehabilitación, se realizó este segundo análisis con el objetivo de tener un parámetro de comparación para las distorsiones límite que no permite la norma o en este caso el MDOC-CFE Diseño por sismo. Además, se buscó tener una comparativa entre los estados límite para el edificio sin refuerzo y el rehabilitado.

Para la revisión del estado límite de servicio para limitación de daño a elementos no estructurales, se puede concluir que la condición se cumple para todos los niveles de la edificación, en la dirección de análisis longitudinal X. En la dirección transversal Z, se pudo observar con base en las distorsiones obtenidas que, se cumple esta condición para todos los niveles de la edificación.

Respecto de la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, mediante los resultados obtenidos, se cumple para todos los niveles de la edificación, en la dirección de análisis longitudinal X. En la dirección de análisis transversal Z, la condición límite para seguridad contra colapso se cumple para todos los niveles de la edificación, excepto en el eje A, se excede en un 9% el límite permisible, por lo que no cumple.

Con base en los resultados de los análisis realizados, se espera que el edificio ING-4 rehabilitado, presente un mejor desempeño ante un sismo similar al considerado en este trabajo, lo anterior en términos del control de desplazamientos laterales.

En el caso de que se requiera realizar un análisis no-lineal en un futuro, se deberá contar con información adicional y estudios complementarios, con el objetivo de tener una mayor certidumbre del desempeño de la edificación ante futuras excitaciones sísmicas.

Bibliografía

- ASCE. (1998). *Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings*. U.S.A.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Bentley Systems, I. (2015). *Staad.Pro V8i (SELECT series 6)*. Exton, PA 19341, USA: Bentley Systems.
- Camargo, J., Posada, A. E., Hidalgo, J. P., & Villagran, E. I. (2023). *Fase 2 Estudios de vibración ambiental en una estructura rehabilitada en la BUAP*. Puebla, Pue.: BUAP.
- CDMX, g. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de estructuras de mampostería*. México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- CDMX, G. d. (2017). *Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo*. México: Gaceta oficial de la ciudad de México.
- Cetin, A., & Carrasquillo, R. (1998). *High-performance concrete: influence of coarse aggregates on mechanical properties*. U.S.A: ACI Materials journal.
- Cordero, M. E. (2017). *Modelo estructural calibrado y análisis dinámico del Edificio Central del Instituto Costarricense de Electricidad*. Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Esteva, L. (2017). *Manual De Diseño de Obras Civiles, CAP. C.1.2 Acciones*. México : Comisión Federal de Electricidad .
- Ferretiz, J. J. (2007). *Modelos Analíticos Representativos de un Edificio Instrumentado Cerca de la Estación de SCT*. México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Giro, J. F., Matusevich, A. E., & Ritta, R. J. (2012). *Identificación de parámetros de la dinámica de sistemas estructurales*. Salta, Argentina: Asociación Argentina de Mecánica Computacional.
- Gobierno del distrito federal. (1966). *Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. México: Departamento del Distrito Federal.
- Gobierno, D. (1966). *NUEVO REGLAMENTO de Construcciones para le Distrito Federal*. Distrito Federal: Departamento del Distrito Federal.
- Hernández, H., Huergo, I. F., & Arce, C. (2021). *Pruebas de vibración ambiental en un edificio durante su proceso de reforzamiento*. México: SMIS.

- Ivanovic, S., Trifunac, M., Novikova, E., Gladkov, A., & Todorovska, M. (2000). *Ambient vibration tests of a seven-story reinforced concrete building in Van Nuys, California, damaged by the 1994 Northridge earthquake*. USA: Soil Dynamics and Earthquake Engineering .
- Lizarraga, J. F., & Pérez, G. J. (2016). Modelación No lineal de Muros de Mampostería Empleando Elementos de Contacto. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 41-59.
- López, A. M. (2023). *Identificación de propiedades dinámicas de una estructura rehabilitada*. Puebla,Pue.: BUAP.
- López, K. V., & Ushiña, W. M. (2017). *Determinación del Modulo de Elásticidad de Mampostería de Bloque no Estructural Utilizada en la Vivienda Ecuatoriana*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Mena, H., & Rocha, P. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles*. México: CFE.
- México, G. d. (2017). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Ocaña, A. P. (2016). *Análisis no Lineal de un Marco de un Edificio de Concreto Reforzado, Diseñado a Ejes y con una Excentricidad Entre Ejes*. Puebla, Pue. : BUAP.
- Ontiveros, C. (2017). *Comportamiento Dinámimco de los Suelos de Ciudad Universitaria Puebla, Pue.* Puebla: BUAP.
- Ontiveros, M. (2017). *Comportamiento dinámico de los suelos de ciudad universitaria Puebla, Pue. .* Puebla, Pue. : BUAP.
- Paz, M., & Leigh, W. (2004). *Structural Dynamics: Theory and Computation* . Norwel, Massachusetts USA: Kluwer Academic Publishers .
- Pérez, G., Flores, C., & Olalde, y. (2008). *ENSAYE DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA CON DIFERENTE LONGITUD Y USO*. MÉXICO: SMIE.
- Pérez, J. J., Flores, L. E., & Olalde, P. (2008). *Ensaye de Muros de Mampostería Confinada con Diferente Longitud y Uso de Piezas Multiperforadas de Arcilla*. Veracruz, Ver.: SMIE XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural .
- Polanco, J. P. (2020). *Identificación de las características dinámicas de un edificio de 3 niveles*. Puebla: BUAP.
- Puebla, G. d. (2021). *Código Reglamentario para el Municipio de Puebla*. Puebla, Pue.: Gaceta Oficial del Municipio.

- Sánchez, A. A. (2016). *MANUAL DE PROCEDIMIENTOS PARA EL DEPARTAMENTO DE SUPERVISIÓN DE OBRAS DEL HONORABLE AYUNTAMIENTO DEL MUNICIPIO DE PUEBLA, MÉXICO*. Puebla, Pue. : BUAP.
- Servicio Sismológico Nacional, U. (2017). *Sismo del día 19 de Septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1)*. México: SSN, UNAM.
- Soyoz, S., M ASCE, E., Orakcal, K., Nigbor, R., Skolnik, D., Lus, H., & Safak, E. (2013). *Ambient and Forced Vibration Testing of a Reinforced Concrete Building before and after Its Seismic Retrofitting* . Reston, Virginia: ASCE.
- Tapia, E. (2018). *Uso de contravientos de acero*. México: Artroom Innovative Thinking.
- Tapia, E., García, J. S., & y Del Rincón, A. (2016). ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL MODELADO INELÁSTICO DE CONTRAVIENTOS DE ACERO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 49-64.
- Unidad de Instrumentación Sísmica, C. d. (2017). *Parámetros del Movimiento del Suelo Registrados por la Red Acelerográfica de Movimientos Fuertes de Campo Libre del Instituto de Ingeniería UNAM para el Sismo de Puebla-Morelos (Mw 7.1) 19 de Septiembre de 2017*. México: Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- Wenzel, H., & Pichler, D. (2005). *Ambient Vibration Monitoring* . England: John Wiley & Sons, Ltd.